

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA



**“ANÁLISIS COMPARATIVO DE METODOLOGÍAS PARA LA
DETERMINACIÓN DE DESCARGAS MÁXIMAS PARA LA SUB
CUENCA DEL RÍO AYAVIRI.”**

T E S I S

PRESENTADO POR EL BACHILLER:

JAIME ELOY GUTIERREZ TERRAZAS

PROMOCION: 2009 II

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO AGRÍCOLA

PUNO – PERÚ

2013

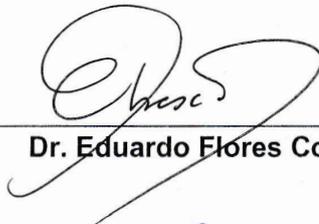
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO**FACULTAD DE INGENIERÍA AGRICOLA****ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRICOLA****TESIS**

**“ANALISIS COMPARATIVO DE METODOLOGIAS PARA LA
DETERMINACION DE DESCARGAS MAXIMAS PARA LA SUB
CUENCA DEL RIO AYAVIRI”**

Presentada a la Coordinación de Investigación de la Facultad de
Ingeniería Agrícola; como requisito para optar el Título de:

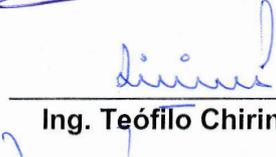
INGENIERO AGRICOLA

APROBADO POR:

PRESIDENTE DEL JURADO : 
Dr. Eduardo Flores Condori

PRIMER JURADO : 
Msc. Audberto Millones Chafloque

SEGUNDO JURADO : 
Ing. Marco Rodriguez Mendoza

DIRECTOR DE TESIS : 
Ing. Teófilo Chirinos Ortiz

ÁREA : Ingeniería y Tecnología
TEMA: Estudios hidrológicos
LÍNEA: Recursos Hídricos

DEDICATORIA

**En memoria a mi recordada
Madre ASUNCION†, quien
contribuyó en la realización de
mis ideales hoy logrados.**

**Con inmensa gratitud y cariño a
mi padre ELOY, por su apoyo
incondicional en mi formación
académica.**

A mis hermanos:

**PERCEY, LUZ MARINA,
GODOFREDO, AMERICO y mi
sobrino BRUNO.**

**Con mucho amor a mi querida y
amada DIANA.**

AGRADECIMIENTO

A mi alma mater, a la Universidad Nacional del Altiplano- Puno.

A la Facultad de Ingeniería Agrícola.

Al Ing. Teófilo Chirinos Ortiz, director de la tesis por su apoyo permanente y haberme guiado acertadamente hasta su culminación.

A mis Jurados, docentes de la Facultad de Ingeniería Agrícola Dr. Eduardo Flores Condori, Ing. Marco Antonio Rodríguez y Msc. Audberto Millones Chafloque quienes me sugirieron mejorar el trabajo de investigación

A todos mis docentes y compañeros que de alguna u otra manera hicieron posible la realización de la presente investigación.

A mi padre por sus constantes consejos y apoyo incansable, hasta la culminación de mi formación profesional.

INDICE GENERAL**INDICE DE CUADROS****INDICE DE FIGURAS****RESUMEN**

I. INTRODUCCION	1
1.1. Planteamiento del problema	1
1.2. Antecedentes	2
1.3. Justificación	3
1.4. Objetivos de la investigación	5
1.4.1. Objetivo general	5
1.4.2. Objetivos específicos	5
II. REVISION BIBLIOGRAFICA	6
2.1. Cuenca hidrográfica	6
2.2. Sistema hidrológico	6
2.3. Modelos hidrológicos	7
2.3.1. Modelo del sistema hidrológico	7
2.3.2. Modelos	8
2.3.3. Modelos estocásticos	8
2.3.4. Modelos determinísticos	9
2.4. Análisis de consistencia de información hidrológica	9
2.5. Métodos para el análisis de avenidas	10
2.5.1. Métodos estadísticos. Funciones de distribución de probabilidad usadas	
En hidrología.	10
2.5.2. Métodos hidrometeorológicos	13
III. MATERIALES Y METODOS	31
3.1. Ubicación del área de estudio	31
3.2. Vías de comunicación	32
3.3. Demografía	33
3.4. Hidrografía	33

3.5. Hidrología	34
3.6. Información climática y ecológica	35
3.7. Información geológica y de suelos	37
3.8. Información cartográfica	38
3.9. Información hidrometeorológica	38
3.10. Equipos y materiales para el procesamiento	38
3.11. Metodología	38
3.11.1. Análisis de consistencia de la información hidrométrica y meteorológica	39
3.11.2. Métodos probabilísticos para el análisis de máximas avenidas	40
IV. RESULTADOS Y DISCUSION	45
4.1. Formación de la serie anual de caudales y precipitación	45
4.2. Análisis de consistencia	47
4.2.1. Análisis de saltos	47
4.3. Determinación de caudales máximos a partir de los métodos estadísticos	48
4.4. Determinación de caudales máximos a partir de formula empírica (Mac Math)	52
4.5. Análisis comparativo de los caudales de diseño de valores aforados y formula Empírica (Mac Math)	55
V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	59
5.1. Conclusiones	59
5.2. Recomendaciones	61
VI. BIBLIOGRAFIA	62
VII. ANEXOS	64

INDICE DE CUADROS

Cuadro 2.1. Factor de reducción por área (Área Reducción Factor)	15
Cuadro 2.2. Distribucion de lluvia SCS (Soil Conservation Service del U.S. Department of Agriculture – 1986)	17
Cuadro 2.3. Clasificación de clases antecedentes de humedad (AMC) para el método de abstracciones de lluvia del SCS.	19
Cuadro 2.4. Factor de escorrentía de Mac Math.	29
Cuadro 3.1. Factor de escorrentía de Mac Math.	43
Cuadro 4.1. Serie histórica de caudales máximos (m ³ /s) del rio Ayaviri periodo (1994-2011)	45
Cuadro 4.2 Serie histórica de precipitación máxima de 24 horas (mm)- Estación Ayaviri (1970-2009)	46
Cuadro 4.3. Determinación de caudal del diseño a partir de modelos Probabilísticos.	50
Cuadro 4.4. Caudales maximos a partir de precipitaciones máximas de 24 horas Método Mac Math	52
Cuadro 4.5. Caudales de diseño a partir de precipitaciones máximas de 24 horas Metodo Mac Math	53
Cuadro 4.6. Cuadro resumen de resultados para cada distribución	55
Cuadro 4.7. Análisis de variancia entre valores aforados y valores obtenidos por formulas empíricas	56
Cuadro 4.8. Descriptiva estadística de caudales de Diseño para el puente del rio Ayaviri.	56

INDICE DE FIGURAS

Figura .2.1: Sistema hidrológico general.	7
Figura 2.2 Hidrograma unitario sintético triangular del Soil Conservation Service. (Fuente: Chow et al. (1994)).	24

INDICE DE GRAFICOS

Grafico 3.1. Isolineas de precipitación total anual de la cuenca del Titicaca	34
Grafico 4.1. Histograma de caudales máximos mensuales del rio Ayaviri (m ³ /s)	47
Grafico 4.2. Histograma de precipitación máxima de 24 horas (mm) – Estación Ayaviri, Periodo 1970 – 2002.	48

RESUMEN

El problema fundamental que se observa a nivel de las cuencas del Altiplano después de la ocurrencia de una tormenta, es la ocurrencia de una onda de crecida que ocasiona inundaciones y pérdidas económicas. Este problema se pretende solucionar analizando y aplicando modelos probabilísticos y modelo empíricos para el presente trabajo se ha planteado como objetivos: Realizar un análisis comparativo en la determinación de descargas máximas para la sub cuenca del río Ayaviri, utilizando los métodos probabilísticos y Empíricos, con fines de diseño de obras hidráulicas. El trabajo se ha efectuado a nivel de la sub cuenca del río Ayaviri, es integrante de la cuenca Ramis y se ha utilizado como materiales datos de la Estación Meteorológica de Ayaviri, datos de aforos realizados en el puente de Ayaviri y datos de las precipitaciones máximas de 24 horas, éstas utilizando el modelo empírico de Mac Math de los cuales se ha transformado en caudales máximos y estas han sido ajustadas mediante la bondad y ajuste Smirnov Kolmogorov para ver a cuál de las distribuciones probabilísticos se ajustan y se ha escogido distribuciones de probabilidad: Normal, Log normal de 2 parámetros, Log normal de 3 parámetros, Gamma de 2 parámetros, Gumbel, y Log Gumbel. Los resultados del análisis para la distribución Normal, se ha obtenido que el delta teórico es 0.0878 es menor que el delta tabular que es 0.3206, esto indica que se ajustan los datos de aforos realizados en el puente de Ayaviri, con un nivel de significancia de 5%, para lo cual se han generado valores de caudales de diseño para periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 25, 50, 75, 100, 200, 250 y 500, realizado el análisis comparativo mediante el análisis de variancia se ha llegado, que entre los caudales de diseño del aforado y calculado por la formula empírica de Mac Math estadísticamente no han sido significativos a la probabilidad de $P \leq 0.05$, por lo que es necesario utilizar cualquiera de los dos métodos.

I. INTRODUCCION

1.1. Planteamiento del problema

Los problemas hidrológicos que presenta la sub cuenca del río Ayaviri es la ocurrencia de máximas avenidas que causan inundaciones, riesgo de vida útil de las obras de canalización, erosión y transporte de sedimentos, debido al exceso de lluvias en los meses de Enero, Febrero, y Marzo. Los daños que causan las avenidas, son notorios en el aspecto económico y social en las comunidades de la cuenca, con mayor incidencia en las actividades agrícolas, pecuarias y urbanas de la zona en estudio. Los métodos estadísticos se apoyan en la existencia de series de datos de caudales en el lugar de interés, las cuales son sometidas a un análisis de frecuencias usando técnicas tradicionales de estudio (se basan por lo tanto en la observación de eventos pasados). Esto implica que la curva de frecuencia definida para un determinado lugar es válida rigurosamente para ese lugar; cuando generalmente la información que se requiere es en un lugar diferente, donde no existen datos medidos; la regionalización de datos permite combinar informaciones de diversos lugares en la cuenca o región, para producir por ejemplo, una curva regional de frecuencias, válida en toda la región y lugares sin información; este recurso entre tanto, está limitado a descargas de hasta 100 años de período de retorno. Los resultados podrían ser confiables siempre que existan suficientes datos disponibles y no hayan ocurrido modificaciones importantes en el régimen del curso de agua durante el período de registro, o después; se acepta entonces, la condición de que el comportamiento del sistema continuará siendo el mismo durante el período de cálculo (en el futuro).

El problema fundamental que se observa a nivel de las cuencas del Altiplano, después de la ocurrencia de una tormenta, es la ocurrencia de una onda de crecida que ocasiona inundaciones y las consiguientes pérdidas económicas; este problema se pretende solucionar analizando y aplicando modelos probabilísticos y el modelo empírico (Mac Math) para lo cual se ha formulado las siguiente interrogante:

¿Es posible realizar un análisis entre los métodos estadísticos y empírico para la determinación de caudales máximos en la sub cuenca del río Ayaviri, y determinar que ambos pueden tener similar resultado para diferentes periodos de retorno?

1.2. Antecedentes

El Instituto Nacional de Recursos Naturales (INRENA) y la Autoridad Binacional Autónoma del Sistema Hídrico TDPS mediante convenio de fecha 23 de julio del 2003 firman el convenio de cooperación institucional, en función a ello es que deciden realizar el estudio Hidrológico de las cuencas aportantes del sistema denominado Lago Titicaca, río Desaguadero, lago Poopó y Salar de Coipasa (TDPS) a fin de diagnosticar la situación actual y potencial de las cuencas. Es así que mediante la Administración técnica del distrito de riego de la cuenca del río Ramis (ATDR Ramis), actual “ALA RAMIS” se inicia los estudios para lo cual se contrata a un equipo multidisciplinario con el objetivo de cumplir con dichas metas.

El INRENA, mediante la Intendencia de Recursos Hídricos tiene, entre otras, las funciones de proponer, supervisar y controlar las políticas, planes, programas, proyectos y normas sobre el uso y aprovechamiento sostenible del agua, asimismo, tiene transitoriamente la competencia de supervisar, promover y evaluar el uso y aprovechamiento del agua de riego, su otorgamiento en el ámbito nacional y la participación de los usuarios de agua de riego y sus organizaciones. El término “Prevención de inundaciones” se aplica al efecto del fenómeno en la formación de la correspondiente descarga, conllevando un pronóstico de estado futuro de alturas de precipitación o caudales, asociados al instante de ocurrencia de los mismos, con la finalidad de prevenir los efectos negativos que vengán a acontecer. La terminología “Prevención en tiempo real” es más apropiado, y representa un típico problema de hidrología avanzada, donde técnicas hidrológicas son empleadas para calcular anticipadamente la ocurrencia de un evento, a partir del conocimiento del comportamiento del sistema natural y usando como entradas las lluvias o los niveles de precipitación y caudales en determinados lugares de la cuenca y la red fluvial.

Para desarrollar el presente trabajo se ha considerado como base algunos textos y tesis:

MEJIA A. Analisis de Máximas Avenidas, publicación de la Universidad Nacional Agraria la Molina de la ciudad de lima. PUBLIDRAT 1999.

COAQUIRA R. Análisis de precipitaciones máximas de 24 horas. Publicación PRORRIDRE – PUNO.

1.3. Justificación

El agua es uno de los recursos naturales más importantes, ya que está presente en todos los aspectos de la vida existente en la tierra. Prácticamente, todas las actividades humanas están vinculadas con el agua. Usos agrícolas, poblacionales, pecuarias, etc. Pero también muchos desastres naturales están relacionados con la misma, como las causas externas de sequías, inundaciones, que causan grandes daños y pérdidas económicas y hasta de vidas humanas. El aprovechamiento eficiente de los recursos hidráulicos implica el conocimiento de los lugares donde se encuentra el agua y en qué cantidad existe y su calidad y patrón de variabilidad, la estimación de las demandas para los diversos usos, tanto en el tiempo como en el espacio, y establecer las normas para los usos del agua. Para poder planificar adecuadamente el uso sostenible del agua se necesita conocer primero la cantidad, calidad, sus usos actuales, conflictos actuales, demandas y potenciales de los diferentes actores involucrados en la gestión de los recursos hídricos especialmente cuando estas se dan dentro de un espacio hidrográfico denominado cuenca. La cuenca del Lago Titicaca es un ecosistema con un equilibrio precario, que forma parte de un sistema hídrico endorreico; cuya importancia es ampliamente reconocida, siendo prioritario su manejo racional y sostenible, a través de cada una de sus cuencas.

Es conocido que, en cualquier proyecto de Ingeniería, el problema de sub dimensionamiento o sobredimensionamiento de una obra implica costos excesivos a lo largo del tiempo; por lo tanto un proyecto intermediario sería la solución ideal, generando los menores costos anuales a través de estudios hidrológicos utilizando los modelos hidrológicos adecuados de la cuenca. La

selección correcta de una avenida de proyecto constituye un aporte esencial de los estudios de ingeniería, para prevenir y controlar los problemas mencionados, es importante tener un criterio técnico muy amplio en el estudio hidrológico del potencial de avenidas. Para ello, es necesario disponer de información de series de precipitaciones máximas de mayor longitud de registro, esta nos permitirá interpretar el comportamiento hidrológico de un evento, con el propósito de predecir el riesgo que puede sufrir los proyectos de mayor envergadura y garantizar la vida económica de estructuras hidráulicas.

La razón fundamental de la presente investigación es realizar el estudio de análisis de máximas avenidas aplicando métodos estadísticos y empírico(Mac Math), lo cual permitirá minimizar y mitigar los impactos negativos y riesgos que suponen una avenida, contribuyendo al desarrollo sostenible de las comunidades de la sub cuenca del río Ayaviri.

1.4. Objetivos de la investigación

1.4.1. Objetivo general:

Realizar el análisis comparativo en la determinación de descargas máximas para la sub cuenca del río Ayaviri, utilizando los métodos probabilísticos y Empíricos, con fines de diseño de obras hidráulicas.

1.4.2. Objetivos específicos:

1. Determinar las descargas máximas del río Ayaviri para periodos de retorno de 2,5, 10, 20, 25, 50, 75, 100, 200, 250, 500 años, mediante el método estadístico y empírico (Mac Math)
2. Determinar las diferencias entre los resultados de descargas máximas de los métodos estadísticos y empírico (Mac Math)

II. REVISIÓN BIBLIOGRAFICA

2.1. Cuenca hidrográfica

Aparicio (1993), conceptúa a una cuenca es una zona de la superficie terrestre en donde (si fuera impermeable) las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida.

Existen diferentes definiciones según la óptica de las diferentes disciplinas que en ellas intervienen. Cuenca Hidrográfica, es el área que es drenada por un río incluye recursos naturales inscritos dentro de un área. Área de drenaje con colector común, es un sistema que se da en un espacio físico sostenido por un manto geológico en el que existen riquezas naturales que presenta flujos de intercambio con otros sistemas. Unidad espacial definida por un complejo sistema de interacciones, físico, socioeconómico o una interdependencia de los elementos que la constituyen. Es decir el concepto de la cuenca no es solo una zona de captación de agua sino que incluye los recursos naturales que la forman, los hombres que la habitan, el espacio geográfico en donde se desarrollan, los intercambios físicos, biológicos y socio-económicos.

En esta aceptación holística se debe incluir aspectos como gestión, aprovechamiento y conservación, que tienen diferentes sinónimos. Gestión, ordenamiento, administración, manejo, ciencia, arte, dirección, asignación, control, monitoreo. Aprovechamiento, desarrollo, uso, explotación, extracción. Conservación, racionar, sostenido, tratamiento, preservación, protección, rehabilitación.

2.2. Sistema hidrológico

Chow, et al. (1994), afirman que los fenómenos hidrológicos son extremadamente complejos y es posible que nunca se les entienda en su totalidad. Sin embargo, en ausencia de un conocimiento perfecto, pueden representarse en forma simplificada por medio del concepto de sistema. Un sistema es un conjunto de partes conectadas entre sí, que forman un todo. El ciclo hidrológico puede tratarse como un sistema cuyos componentes son precipitación, evaporación,

escorrentía y otras fases del ciclo hidrológico. Estos componentes pueden agruparse en subsistemas del ciclo total; para analizar el sistema total, estos subsistemas más simples pueden analizarse separadamente y combinarse los resultados de acuerdo con las interacciones entre los subsistemas. Un sistema hidrológico se define como una estructura o volumen en el espacio, rodeada por una frontera, que acepta agua y otras entradas, opera en ellas internamente y las produce como salidas.

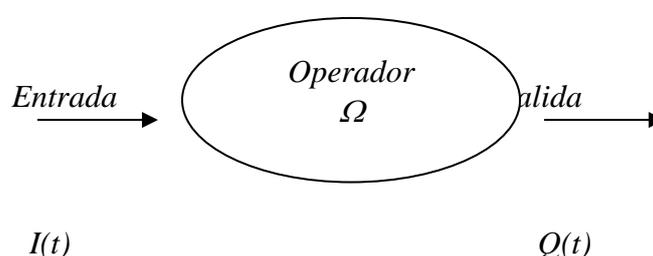


Figura .2.1: Sistema hidrológico general.

Si se utiliza el concepto de sistema, el esfuerzo se dirige hacia la construcción de un modelo que relacione entradas y salidas en lugar de llevar a cabo la extremadamente difícil tarea de una representación exacta de los detalles del sistema, los cuales pueden ser desconocidos o no significativos desde un punto de vista práctico.

2.3. Modelos hidrológicos

2.3.1. Modelo del sistema hidrológico

Según **Chow, et al. (1994)**, el objetivo de analizar el sistema hidrológico es estudiar la operación del sistema y predecir su salida. Un modelo de sistema hidrológico es una aproximación al sistema real; sus entradas y salidas son variables hidrológicas mensurables y su estructura es un conjunto de ecuaciones que conectan las entradas y las salidas. Central a la estructura del modelo está el concepto de transformación del sistema. Las entradas y las

salidas pueden expresarse como funciones del tiempo, $I(t)$ y $Q(t)$ respectivamente, en donde t pertenece al rango de tiempo T en consideración. El sistema realiza una transformación de la

$$\text{entrada en la salida representada } Q(t) = \Omega I(t)$$

La cual se conoce como ecuación de transformación del sistema. El símbolo Ω es una función de transferencia entre la entrada y la salida. Si esta relación puede representarse mediante una ecuación algebraica, entonces Ω es un operador algebraico.

2.3.2. Modelos

Ponce (1989), señala que en ingeniería hidrológica, existe cuatro tipos de modelos matemáticos: (1) Determinístico, (2) Probabilístico, (3) Conceptual y (4) Paramétrico. Un modelo conceptual es una representación simplificada del proceso físico, obtenida por las variaciones espacial y temporal, agregado y descrito en términos de cualquiera de las ecuaciones diferenciales ordinarias o ecuaciones algebraicas. Un modelo paramétrico representa procesos hidrológicos por medio de ecuaciones algebraicas, este contiene parámetros claves para ser determinados en forma empírica.

2.3.3. Modelos estocásticos

Chow, et al. (1994), los definen como, modelos de variables aleatorias o probabilísticas que no tienen valor fijo en un punto particular del espacio y del tiempo, pero que están descritas a través de distribuciones de probabilidad. Estos modelos hacen predicciones. Por ejemplo la lluvia que caerá mañana en un lugar particular no puede pronosticarse con exactitud.

2.3.4. Modelos determinísticos

Chow, et al. (1994), afirman que, no consideran la aleatoriedad, una entrada dada, produce siempre una misma salida. Modelos determinísticos hacen pronósticos. Por ejemplo. Modelo determinístico para la determinación de evaporación diaria en un lugar dado.

2.4. Análisis de consistencia de información hidrológica

Mejía (2001), indica que, antes de iniciar cualquier análisis o utilizar los datos observados en las estaciones hidrométricas, hay necesidad de realizar ciertas verificaciones de los valores de precipitación.

Los datos hidrológicos en general, están constituidos por una larga secuencia de observaciones de alguna fase del ciclo hidrológico obtenidas para un determinado lugar. No obstante que un registro largo sea lo deseable, se debe reconocer que cuanto más largo es el período de registro, mayor será la posibilidad de error. Una serie generada en esas condiciones, si los errores o cambios fueran apreciables, es inconsistente, o carece de homogeneidad.

Para verificar éste tipo de inconsistencia, se usa el método de la curva de doble masa, basado en el hecho de que un gráfico de una cantidad acumulada ploteada contra otra cantidad acumulada durante el mismo período, debe ser una línea recta siempre que las cantidades sean proporcionales, la inclinación de la recta representa la constante de proporcionalidad. Una alteración en la pendiente de la recta, indicará que ocurrió un cambio en la constante de proporcionalidad entre las dos variables o que tal vez la proporcionalidad no es constante en todos los niveles de acumulación.

Paoli, et al. (2002), señalan que, la consistencia en la determinación de caudales de diseño por transformación lluvia-caudal y análisis de frecuencia es de vital importancia para el diseño de obras hidráulicas. En la ingeniería práctica, el dimensionado de distintos tipos de obras requiere el cálculo de la crecida de diseño para lo cual es necesario asociar una magnitud de crecida con la probabilidad anual de ser superada, con lo que se presenta el riesgo hidrológico del evento.

2.5. Métodos para el análisis de avenidas

2.5.1. Métodos estadísticos. Funciones de distribución de probabilidad usadas en hidrología

Aparicio (1993), afirma que, en la estadística existe decenas de funciones de distribución de probabilidad teóricas; de hecho, existen tantas como se quiera, y obviamente no es posible probarlas todas para un problema particular. Por lo tanto, es necesario escoger, de esas funciones, las que se adapten mejor al problema bajo análisis.

2.5.1.1. Distribución Log-normal

Es una distribución para una variable aleatoria cuyos logaritmos siguen una distribución normal, con parámetros μ y σ . Los datos hidrológicos, a veces, tienen una distribución fuertemente asimétrica y en general en esos casos una transformación logarítmica la convierte en una distribución normal. Así la función de densidad y la función de distribución acumulada de probabilidad son:

$$f(y) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{y-\mu}{\sigma}\right)^2}$$

$$P(Y < y) = F(y) = \int_{-\infty}^y \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{y-\mu}{\sigma}\right)^2} dy$$

Donde:

Y = variable aleatoria.

y = logaritmo de la variable aleatoria.

μ y σ = parámetros de la función de densidad de probabilidad normal.

La distribución Log-normal es de gran utilidad porque abre el amplio campo teórico de aplicación de la distribución Normal. Como ambas distribuciones, Normal y Log-Normal son

de dos parámetros, basta calcular la media y la desviación estándar de los caudales o las precipitaciones y de sus respectivos logaritmos. El grado de ajuste de una serie de datos puede, como en los demás casos, ser examinado a través del uso del papel de probabilidades Log-normal, donde debe resultar una recta.

2.5.1.2. Distribución de Gumbel

Entre las diversas distribuciones de valores extremos es la que actualmente tiene mayor utilidad. Los valores extremos en cuestión serían las precipitaciones diarias máximas anuales, ya que cada una es la máxima entre los 365 valores del año. Para aplicar esta ley, se debe tener en cuenta que existen muestras, cada una constituida de 365 elementos, del universo de la población infinita de la variable aleatoria que es la precipitación diaria. De acuerdo con la ley de los extremos, la ley de distribución de la serie de n términos constituidos por los mayores valores de cada muestra tiende asintóticamente para una ley simple de probabilidades, que es independiente de la que rige la variable aleatoria a las diferentes muestras y en el propio universo de la población infinita.

Esa es la base del método de Gumbel (distribución de valores extremos tipo I), en el cual se calcula P por la siguiente relación:

$$P = 1 - e^{-e^{-y}}$$

$$y = \frac{1}{0.7997} (p - \bar{p} + 0.45\sigma_p)$$

Donde \bar{p} es la media de las “ n ” precipitaciones máximas, P es la probabilidad de que una precipitación máxima diaria de un año cualquiera sea mayor o igual a la precipitación p , y σ_p la desviación estándar de las “ n ” precipitaciones máximas.

La expresión de y muestra que existe una relación lineal entre él y el valor de p ; esa recta puede ser diseñada conociéndose:

$$\bar{p} = \frac{\sum p}{n} \quad S_p = \sqrt{\frac{\sum (p - \bar{p})^2}{n - 1}}$$

El eje donde están marcados los valores de y puede ser graduado en tiempos de retorno a través

de la relación $T = \frac{1}{P}$ y de esta manera, a cada precipitación le corresponde un período de retorno; conociéndose a este como papel de distribución Gumbel.

El método de Gumbel es de fácil aplicación y se basa sólo en dos parámetros, la media y la desviación estándar, mientras que otros métodos incluyen el coeficiente de asimetría.

2.5.1.3. Distribución Pearson III y Log-Pearson III

La distribución Pearson III posee las características de ser asimétrica y no negativa, lo que la hace adecuada para describir las precipitaciones máximas; es una distribución de tres parámetros. La media, desviación estándar y el coeficiente de asimetría, son definidos por las siguientes relaciones:

$$\bar{p} = \frac{\sum p}{n} \quad S_p = \sqrt{\frac{\sum (p - \bar{p})^2}{n - 1}}$$

$$c_p = \frac{\sum (p - \bar{p})^3}{2S_p \sum (p - \bar{p})^2} = \frac{n \sum p^3 - 3n(\sum p)(\sum p^2) + 2n(\sum p)^3}{n(n - 1)(n - 2)S_p^3}$$

La función de densidad de probabilidad y la función de probabilidad acumulada están dadas por:

$$f(p) = \frac{(p - \alpha)^{\gamma - 1} e^{-\frac{p - \alpha}{\beta}}}{\beta^\gamma \Gamma(\gamma)}$$

$$P(P < p) = F(p) = \int_0^p \frac{(p - \alpha)^{\gamma - 1} e^{-\frac{p - \alpha}{\beta}}}{\beta^\gamma \Gamma(\gamma)} dp$$

Donde:

α = parámetro de posición: $\bar{p} = \alpha + \beta\gamma$

β = parámetro de escala: $S_p = \beta\sqrt{\gamma}$

$$c_p = \frac{2}{\sqrt{\gamma}}$$

γ = parámetro de forma:

2.5.2. Métodos hidrometeorológicos

2.5.2.1. Transformación lluvia-escorrentía

Aparicio (1993), refiriéndose a las relaciones lluvia-escorrentamiento dice que, es sumamente común que no se cuente con registros adecuados de escurrimiento en el sitio de interés para determinar los parámetros necesarios para el diseño y operación de las obras hidráulicas. En general los registros de precipitaciones son más abundantes que los de escurrimiento y, además, no se afectan por cambios en la cuenca, como construcción de obras de almacenamiento y derivación, talas, urbanización, etc. Por ello, es conveniente contar con métodos que permitan determinar el escurrimiento en una cuenca mediante las características de la misma y la precipitación. Las características de la cuenca se conocen por planos topográficos y de uso de suelo, y la precipitación a través de mediciones directas en el caso de predicción de avenidas frecuentes, o bien usando los métodos de análisis de datos de precipitación en el caso de avenidas de diseño.

Los principales parámetros que intervienen en el proceso de conversión de lluvia a escurrimiento son los siguientes:

- Área de la cuenca.
- Altura total de precipitación.
- Características generales o promedio de la cuenca (forma, pendiente, vegetación, etc.).
- Distribución de la lluvia en el tiempo.
- Distribución en el espacio de la lluvia.

Coaquira (1994), señala que, existen diversas metodologías para la determinación del caudal de diseño, las más conocidas son en base a los caudales máximos instantáneos registrados o en función a las precipitaciones máximas registradas en los pluviógrafos. En base a los primeros

los análisis de datos se realiza estocasticamente también con modelos regionalizados; mientras que con los segundos determinísticamente.

Según **Nanía (2003)**, una vez que se ha estudiado el régimen de precipitaciones de una cuenca, obtenido una lluvia de diseño asociada a un determinado período de retorno y estimado las pérdidas con alguno de los modelos disponibles, de manera tal de encontrar la lluvia neta o efectiva, el paso siguiente es transformar esa lluvia efectiva en escorrentía o caudal.

Esta transformación puede llevarse a cabo mediante diferentes métodos. El más popular es el hidrograma unitario, introducido por Sherman en los años 1930. También es posible la utilización de modelos de depósito y, si el nivel de información es el adecuado, también se pueden usar modelos basados en las ecuaciones del movimiento del fluido, especialmente en zonas urbanas.

2.5.2.2. Determinación de la precipitación promedio en la cuenca

Según **Chereque (1989)**, se define isoyeta la línea de igual precipitación. El método consiste en:

- Trazar las isoyetas, interpolado entre las diversas estaciones, de modo similar a como se trazan las curvas de nivel.
- Hallar las áreas a_1, a_2, \dots, a_n entre cada dos isoyetas seguidas.
- Si p_0, p_1, \dots, p_n son las precipitaciones representadas por las isoyetas respectivas, entonces:

$$p = \frac{\frac{p_0 + p_1}{2} a_1 + \dots + \frac{p_{n-1} + p_n}{2} a_n}{a_1 + \dots + a_n}$$

Donde:

p = precipitación media de la cuenca.

2.5.2.3. Reducción de la precipitación según área

U.S. Bureau of Reclamation (1973), menciona que las precipitaciones promedio en cuencas para ser convertidas en precipitaciones uniformes sobre el área, deben ser afectadas por un factor de reducción según el área de la cuenca, puesto que una tormenta no precipita sobre toda el área de la cuenca. Estos factores se pueden observar en el siguiente cuadro.

Cuadro 2.1. Factor de reducción por área (Area reduction factor)

Drainage area (square miles)	Reduction factor aplicable H. R. 33 rainfall values (percent)
1000	10.0
500	10.0
200	11.0
100	13.0
50	15.0
10	20.0

Fuente: U.S. Bureau of Reclamation (1973).

2.5.2.4. Hietogramas de diseño utilizando análisis de eventos de tormenta

Chow et al. (1994), consideran que, analizando los eventos de tormenta observados, puede determinarse la secuencia temporal de precipitación en tormentas típicas. Huff (1967) desarrolló relaciones de distribución temporal para tormentas fuertes en áreas de hasta 400 mi². Los patrones de distribución temporal se desarrollaron para cuatro grupos de probabilidad, desde los más severos (primer cuartil) hasta los menos severos (cuarto cuartil).

El Soil Conservation Service del U.S. Department of Agriculture (1986) desarrolló hietogramas sintéticos de tormentas para utilizarse en los Estados Unidos con duraciones de tormentas de 6 y 24 horas. Estos hietogramas se dedujeron al utilizar la información presentada por Hershfield (1961) y Miller, Frederick y Tracey (1973) y datos de tormentas adicionales. La tabla presenta

los hietogramas acumulados. Existen cuatro tormentas de 24 horas de duración, llamadas Tipo I, IA, II y III, respectivamente; localizados geográficamente en los Estados Unidos donde dichos hietogramas podrían aplicarse. Los Tipos I y IA corresponden al clima marítimo del Pacífico con inviernos húmedos y veranos secos. El tipo III corresponde al Golfo de México y las áreas costeras del Atlántico, donde las tormentas tropicales producen lluvias de 24 horas muy grandes. El Tipo II corresponde al resto del país.

Cuadro 2.2. Distribución de la lluvia SCS (Soil Conservation Service del U.S. Department of Agriculture-1986)

Tormenta de 24 horas						Tormenta de 6 Horas		
	Pt/P24							
Hora t	t/24	Tipo I	Tipo IA	Tipo II	Tipo III	Hora t	t/6	Pt/6

0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
2.00	0.083	0.035	0.050	0.020	0.020	0.60	0.10	0.04
4.00	0.167	0.076	0.116	0.048	0.043	1.20	0.20	0.10
6.00	0.250	0.125	0.206	0.080	0.072	1.50	0.25	0.14
7.00	0.292	0.156	0.268	0.098	0.089	1.80	0.30	0.19
8.00	0.333	0.194	0.425	0.120	0.115	2.10	0.35	0.31
8.50	0.354	0.219	0.480	0.133	0.130	2.28	0.38	0.44
9.00	0.375	0.254	0.520	0.147	0.148	2.40	0.40	0.53
9.50	0.396	0.303	0.550	0.163	0.167	2.52	0.42	0.60
9.75	0.406	0.362	0.564	0.172	0.178	2.64	0.44	0.63
10.00	0.417	0.515	0.577	0.181	0.189	2.76	0.46	0.66
10.50	0.438	0.583	0.601	0.204	0.216	3.00	0.50	0.70
11.00	0.458	0.624	0.624	0.235	0.250	3.30	0.55	0.75
11.50	0.479	0.654	0.645	0.283	0.298	3.60	0.60	0.79
11.75	0.490	0.669	0.655	0.357	0.339	3.90	0.65	0.83
12.00	0.500	0.682	0.664	0.663	0.500	4.20	0.70	0.86
12.50	0.521	0.706	0.683	0.735	0.702	4.50	0.75	0.89
13.00	0.542	0.727	0.701	0.772	0.751	4.80	0.80	0.91
13.50	0.563	0.748	0.719	0.799	0.785	5.40	0.90	0.96
14.00	0.583	0.767	0.736	0.820	0.811	6.00	1.00	1.00
16.00	0.667	0.830	0.800	0.880	0.886			
20.00	0.833	0.926	0.906	0.952	0.957			
24.00	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000			

Fuente: U.S. Dep. of Agricultura, Soil Conservation Service, 1973, 1986 (Chow et al.(1994).

2.5.2.5. Método SCS para abstracciones

Chow et al. (1994), afirman que, el Soil Conservation Service (1972) desarrollo un método para calcular las abstracciones de la precipitación de una tormenta. Para la tormenta como un todo, la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa P_e es siempre menor o igual a la profundidad de precipitación P ; de manera similar, después de que la escorrentía se

inicia, la profundidad adicional del agua retenida en la cuenca Fa es menor o igual a alguna retención potencial máxima S . Existe una cierta cantidad de precipitación Ia (abstracción inicial antes del encharcamiento) para la cual no ocurrirá escorrentía, luego la escorrentía potencial es $P-Ia$. La hipótesis del método del SCS consiste en que las relaciones de las dos cantidades reales y las dos cantidades potenciales son iguales, es decir,

$$\frac{Fa}{S} = \frac{Pe}{P - Ia}$$

Del principio de continuidad

$$P = Pe + Ia + Fa$$

Combinando las ecuaciones anteriores y resolviendo para Pe se encuentra

$$Pe = \frac{(P - Ia)^2}{P - Ia + S}$$

La cual es la ecuación básica para el cálculo de la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa de una tormenta utilizando el método SCS.

Al estudiar los resultados obtenidos para muchas cuencas experimentales pequeñas, se desarrolló una relación empírica.

$$Ia = 0.2S$$

Con base en esto

$$Pe = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S}$$

Al representar en gráficas la información de P y Pe para muchas cuencas, el SCS encontró curvas. Para estandarizar estas curvas, se define un número adimensional de curva CN , tal que $0 \leq CN \leq 100$. Para superficies impermeables y superficies de agua $CN = 100$; para superficies naturales $CN < 100$.

El número de curva y S se relacionan por

$$S = \frac{1000}{CN} - 10$$

Donde S esta en pulgadas. Los números de curva se aplican a condiciones antecedentes de humedad (AMC, por sus siglas en inglés) normales (AMC II). Para condiciones secas (AMC I) o condiciones húmedas (AMC III), los números de curva equivalentes pueden calcularse por

$$CN(I) = \frac{4.2CN(II)}{10 - 0.058CN(II)}$$

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0.13CN(II)}$$

Cuadro 2.3. Clasificación de clases antecedentes de humedad (AMC) para el método de abstracciones de lluvia del SCS.

Grupo AMC	Lluvia antecedente total de 5 días (pulg.)	
	Estación inactiva	Estación de crecimiento
I	Menor que 0.5	Menor que 1.4
II	0.5 a 1.1	1.4 a 2.1
III	Sobre 1.1	Sobre 2.1

Fuente: Soil Conservation Service, 1972.

En el cuadro anterior se muestra el rango para las condiciones antecedentes de humedad para cada clase. Los números de curva han sido tabulados por el Soil Conservation Service con base en el tipo de suelo y el uso de la tierra. Se definen cuatro grupos de suelos:

Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.

Grupo B: Suelos poco profundos depositados por el viento, marga arenosa.

Grupo C: Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla.

Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

Los valores de CN para varios tipos de uso de la tierra en estos tipos de suelos se dan en tablas. Para una cuenca hecha de varios tipos de suelos y con diferentes usos de la tierra, se puede calcular un CN compuesto.

2.5.2.6. Hidrograma unitario (definición e hipótesis básicas)

Nanía (2003), describe que, el método del hidrograma unitario tiene en cuenta, además del área y la intensidad de la lluvia, como lo hace el método racional, la forma pendiente y características fisiográficas de la cuenca en estudio, aunque lo hace de forma implícita.

El hidrograma unitario es el hidrograma de escorrentía directa causado por una lluvia efectiva unitaria de intensidad constante a lo largo de la duración efectiva y distribuida uniformemente sobre el área de drenaje.

El método se basa en dos hipótesis:

- La respuesta de la cuenca ante el proceso de escorrentía sigue un comportamiento lineal. Esto significa que son aplicables los principios de proporcionalidad y superposición.
- No se tiene en cuenta la variabilidad temporal de las características de la cuenca, de manera que una misma lluvia efectiva produce siempre el mismo hidrograma de escorrentía directa.

Según **Linsley et al. (1988)**, sería erróneo que un hidrograma típico bastaría para una hoya. Aun cuando las características físicas de la hoya permanezcan relativamente constantes, las características variables de las tormentas producen cambios en la forma de los hidrogramas resultantes. Las características de una tormenta son la duración de la lluvia, el patrón de intensidad – tiempo, la distribución espacial de la lluvia y la cantidad de escorrentía.

Duración de la lluvia. El hidrograma unitario puede emplearse de dos maneras. Se puede obtener un hidrograma unitario a partir de una lluvia de duración corta (por ejemplo 1 hora), y dividir en intervalos semejantes precipitación de exceso de todas las tormentas que se van a aplicar. La otra posibilidad sería obtener una serie de hidrogramas unitarios de la hoya. Debido

a la falta de información en cuanto a distribución horaria de la lluvia, el segundo método se utilizó comúnmente en las primeras épocas del hidrograma unitario. Teóricamente, se necesitaría un número infinito de hidrogramas unitarios para cubrir el rango de duraciones. En realidad, el efecto de pequeñas diferencias en la duración es muy leve y generalmente se acepta una tolerancia de $\pm 25\%$ en la duración. Por lo tanto, se necesitan únicamente unos pocos hidrogramas unitarios. Cuando se busca una solución en un computador se prefiere un hidrograma para una duración corta.

Patrón de intensidad-tiempo. Si se trata de obtener un hidrograma unitario para cada patrón intensidad-tiempo, se necesitaría un número infinito de hidrogramas unitarios. En la práctica, los hidrogramas unitarios se pueden basar en la suposición única de intensidad uniforme de lluvia. Sin embargo, durante la tormenta se reflejarán en la forma del hidrograma resultante grandes variaciones en la intensidad de la lluvia (y por lo tanto en la tasa de escorrentía). La escala de tiempo para la cual las variaciones en la intensidad son críticas depende principalmente del tamaño de la hoya. Los aguaceros de corta duración pueden ser causa de picos definidos en los hidrogramas de hoyas cuya área es de apenas unas pocas hectáreas, mientras que en hoyas de algunos cientos de kilómetros cuadrados se requerirán cambios en intensidad con duración de horas para causar efectos significativos en el hidrograma. Si los hidrogramas unitarios para una hoya son aplicables a tormentas de duración más corta que el tiempo crítico para la hoya, los hidrogramas para tormentas con mayor duración se pueden sintetizar de una manera sencilla. Una duración básica, de aproximadamente un cuarto del tiempo de retardo de la hoya, se considera satisfactoria.

Distribución espacial de la escorrentía. El patrón espacial de la escorrentía puede ser causa de variaciones en la forma del hidrograma. Si la zona de alta escorrentía está cerca de la salida de la hoya, el resultado será una rápida crecida, un pico corto y una recesión rápida. Si la zona de alta escorrentía está en la parte alta de la hoya, la creciente y la recesión serán lentas y el pico tendrá mayor duración. Se han desarrollado hidrogramas unitarios para patrones

específicos de distribución espacial de la escorrentía, por ejemplo, concentrada en la parte de aguas arriba o aguas abajo o uniforme. Sin embargo, esto no es totalmente satisfactorio dada la subjetividad de la clasificación. Una solución mejor consiste en aplicar el método de los hidrogramas unitarios únicamente a hoyas suficientemente pequeñas, asegurando de esta manera que las variaciones espaciales esperadas no serán de magnitud suficiente para que originen cambios grandes en la forma del hidrograma. El tamaño límite de la hoya está determinado por la exactitud deseada y las características climáticas regionales. Sin embargo, en general, los hidrogramas unitarios no pueden utilizarse para hoyas cuya área sobrepase los 5000 km^2 (2000 mi^2), a menos que sea aceptable una exactitud inferior. Lo anterior no es aplicable a variaciones en la lluvia causada por la topografía de la hoya, puesto que estos patrones de lluvia se pueden considerar como características relativamente fijas de la hoya. Son las variaciones del patrón normal las causantes de problemas.

Cantidad de escorrentía. Inherente a la suposición de un hidrograma unitario lineal está la suposición de que las ordenadas de flujo son proporcionales al volumen de escorrentía para todas las tormentas de una duración dada y que el tiempo base de todos estos hidrogramas es igual. Como es obvio, esta suposición no es completamente válida puesto que, dado el carácter de las curvas de recesión, la duración de las mismas debe ser función de la descarga pico. Además, los hidrogramas unitarios de tormentas de la misma duración pero de diferente magnitud, no siempre coinciden. Los hidrogramas unitarios obtenidos a partir de tormentas menores son, en general, más bajos que aquellos obtenidos a partir de grandes tormentas. Esto puede ser debido a que los eventos menores contienen menos escorrentía superficial y relativamente más escorrentía subsuperficial y agua subterránea que los eventos mayores, o debido a que el tiempo de viaje en los canales es mayor para descargas bajas.

2.5.2.7. Hidrogramas unitarios sintéticos.

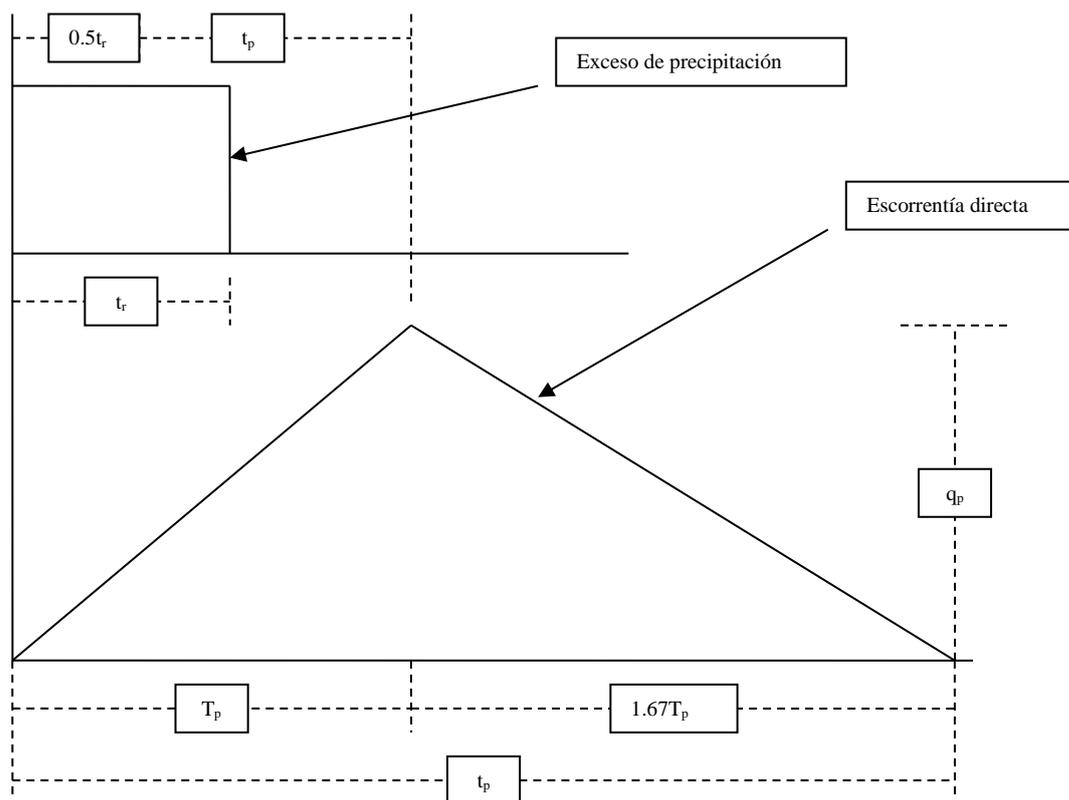
Nanía (2003), señala que, el hidrograma unitario calculado a partir de la información de lluvia y caudal de una cuenca se aplica solamente a la cuenca y al punto del cauce en donde se midieron los caudales. Los hidrogramas unitarios sintéticos se utilizan para calcular hidrogramas unitarios en otros puntos del cauce dentro de la misma cuenca, o bien, en cuencas adyacentes de carácter similar. Existen tres tipos de hidrogramas unitarios sintéticos:

- Los que relacionan las características del hidrograma unitario con las características de la cuenca (Snyder, Gray).
- Los basados en hidrogramas unitarios adimensionales (SCS).
- Los basados en modelos de almacenamiento y tránsito de la cuenca (Clark).

2.5.2.8. Hidrograma adimensional SCS

Según **Chow et al. (1994)**, el hidrograma adimensional SCS es un hidrograma unitario sintético en el cual el caudal se expresa por la relación del caudal “ q ” con respecto al caudal pico “ q_p ” y el tiempo por la relación del tiempo “ t ” con respecto al tiempo de ocurrencia del pico en el hidrograma unitario, “ T_p ”. Dados el caudal pico y el tiempo de retardo para la duración de exceso de precipitación, el hidrograma puede estimarse a partir del hidrograma sintético adimensional para la cuenca dada. Los valores de “ q_p ” y “ T_p ” pueden estimarse utilizando un modelo simplificado de un hidrograma unitario triangular tal como se muestra en la figura, en donde el tiempo está dado en horas y el caudal en m^3/s -cm (Soil Conservation Service, 1972).

Figura 2.2 Hidrograma unitario sintético triangular del Soil Conservation Service. (Fuente: Chow et al. (1994)).



En base en la revisión de un gran número de hidrogramas unitarios, el Soil Conservation Service sugiere que el tiempo de recesión puede aproximarse como $1.67 T_p$. Como el área bajo el hidrograma unitario debería ser igual a la escorrentía directa de 1 cm (o 1 pulg.), puede demostrarse que

$$q_p \approx \frac{CA}{T_p}$$

Donde

$C = 2.08$ y A es el área de drenaje en kilómetros cuadrados.

Adicionalmente, un estudio de los hidrogramas unitarios de muchas cuencas rurales grandes y pequeñas indica que el tiempo de retardo $t_p = 0.6 T_c$, donde T_c es el tiempo de concentración de la cuenca. Como se muestra en la figura, el tiempo de ocurrencia del pico T_p puede expresarse en términos del tiempo de retardo t_p y de la duración de la lluvia efectiva t_r .

$$T_p = \frac{t_r}{2} + t_p$$

2.5.2.9. Tiempo de concentración

Chow et al. (1994), realizaron un resumen de las ecuaciones de tiempo de concentración.

Kirpich (1940)

$$t_c = 0.0078L^{0.77} S^{-0.385}$$

Donde:

L = longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, pies.

S = pendiente promedio de la cuenca, pies/pie.

Observaciones: Desarrollada a partir de información del SCS en siete cuencas rurales en Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3 a 10%); para flujo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar t_c por 0.4; para canales de concreto se debe multiplicar por 0.2; no se debe hacer ningún ajuste para flujo superficial en suelo descubierto o para flujo en cunetas.

California Culverts Practice (1942)

$$t_c = 60 \left(\frac{11.9L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Donde:

L = longitud del curso de agua más largo, mi.

H = diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, pies.

Observaciones: Esencialmente es la ecuación de Kirpich; desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California.

Ecuación de retardo SCS (1973)

$$t_c = \frac{100L^{0.8} \left[\left(\frac{1000}{CN} \right) - 9 \right]^{0.7}}{1900S^{0.5}}$$

Donde:

L = longitud hidráulica de la cuenca (mayor trayectoria de flujo), pies.

CN = número de curva SCS.

S = Pendiente promedio de la cuenca, %.

Observaciones: Ecuación desarrollada por el SCS a partir de información de cuencas de uso agrícola; ha sido adaptada a pequeñas cuencas urbanas con áreas inferiores a 2000 acres; se ha encontrado que generalmente es buena cuando el área se encuentra completamente pavimentada; para áreas mixtas tiene tendencia a la sobreestimación; se aplican factores de ajuste para corregir efectos de mejoras en canales e impermeabilización de superficies; la ecuación supone que $t_c = 1.67 \cdot \text{retardo de la cuenca}$.

Coaquira (1994), describe las siguientes formulas de tiempo de concentración:

Formula de Ven Te Chow

$$t_c = 0.274 \left(\frac{L}{S^{1/2}} \right)^{0.64}$$

Donde:

t_c = tiempo de concentración (horas).

L = longitud del curso principal (km).

S = pendiente media del curso principal (m/m).

Formula del U.S. Corps of Engineers

$$t_c = 0.280 \left(\frac{L}{S^{1/4}} \right)^{0.76}$$

Donde:

t_c = tiempo de concentración (horas).

L = longitud del curso principal (km).

S = pendiente media del curso principal (m/m).

Modelo meteorológico

Calculo de la profundidad de precipitación media areal

Según US Army Corps of Engineers (2000), la profundidad de precipitación requerida en la cuenca puede ser deducida desde las profundidades en las estaciones utilizando un esquema promedio. Así

$$P_{MAP} = \frac{\sum_i (w_i \sum_i p(t))}{\sum_i w_i}$$

Donde

P_{MAP} = profundidad de precipitación media areal total de tormenta sobre la cuenca.

$p_i(t)$ = profundidad de precipitación medida en el tiempo t en la estación i.

w_i = factor de ponderación asignado a la estación u observación i.

Si en la estación i no está un dispositivo de registro, solamente la cantidad

$$\sum p_i(t)$$

La precipitación total de tormenta en la estación i, estará disponible y utilizada en el cálculo.

Los métodos comunes para determinar los factores de ponderación por estación para el cálculo de la profundidad media de precipitación media areal incluyen:

Media aritmética.

Polígono de Thiessen.

Isoyetas.

Distribución temporal de la precipitación

El US Army Corps of Engineers (2000), menciona que para calcular un hidrograma, que represent las variaciones del flujo con el tiempo, información acerca de las variaciones de la precipitación media areal con el tiempo deben ser suministradas. Para hacer así con HEC-HMS,

un patrón de precipitación con ordenadas, $p_{\text{pattern}}(t)$ es definido y la distribución temporal de la profundidad de precipitación media areal es calculada como

$$p_{MAP}(t) = \left[\frac{p_{\text{pattern}}(t)}{\sum_t p_{\text{pattern}}(t)} \right] P_{MAP}$$

Donde:

$p_{MAP}(t)$ = precipitación media areal en la cuenca en el tiempo t.

Como con la profundidad total de tormenta, el patrón puede ser deducido desde observaciones de estación con un esquema de ponderación

$$p_{\text{pattern}}(t) = \frac{\sum w_i(t)p_i(t)}{\sum w_i(t)}$$

Donde:

$p_i(t)$ = precipitación medida en la estación i en el tiempo t.

$w_i(t)$ = factor de ponderación asignado a la estación i en el tiempo t.

En este cálculo, solamente estaciones registradoras son utilizadas.

2.5.2.10. Método de Mac Math

El Método de Mac Math la podemos utilizar de las siguientes maneras.

2.5.2.10.1. Determinación de la intensidad máxima de lluvia a partir de la precipitación máxima de 24 horas.

La formula de Mac Math, en el sistema métrico, es la siguiente:

$$Q=0.0091CIA^{4/5}S^{1/5}$$

Donde:

Q= caudal máximo con un periodo de retorno de T años, en m³/s

C= Factor de escorrentía de mac Math, representa las características de la cuenca

I= Intensidad máxima de la lluvia, para una duración igual al tiempo de concentración t_c y un periodo de retorno de T años, mm/hr.

A= area de la cuenca en has.

S= pendiente promedio del cauce principal, en o/oo

De los parámetros que intervienen en esta formula, sobre el que se tiene que incidir, es sobre el factor C, el cual compone de tres componentes, es decir:

$$C=C_1+C_2+C_3$$

Donde:

C_1 = está en función de la cobertura vegetal

C_2 = esta en función de la textura del suelo

C_3 = esta en función de la topografía del terreno

Cuadro 2.4.Factor de esorrentía de Mac Math

Vegetación		Suelo		Topografía	
Cobertura (%)	C_1	Textura	C_2	Pendiente (%)	C_3
100	0.08	Arenoso	0.08	0.0-0.2	0.04
80-100	0.12	Ligera	0.12	0.2-0.5	0.06
50-80	0.16	Media	0.16	0.5-2.0	0.06
20-50	0.22	Fina	0.22	2.0-5.0	0.10
0-20	0.3	Rocosa	0.3	5.0-10.0	0.15

2.5.2.10.2. Método de Mac Math, utilizando precipitación máxima de 24 horas

El análisis de máximas avenidas para las cuencas de nivel 7 se han

Obtenido haciendo uso del modelo empírico de Mac Math cuya fórmula se

indica a continuación:

$$Q_{max}=10^{-3}C_xP_xA^{0.58}I^{0.42}$$

Donde:

C = Coeficiente de escorrentía

P = Precipitación máxima en 24 horas (mm)

A = Área de la cuenca (ha)

I = Pendiente del curso principal (m/Km)

III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. Ubicación del área en estudio.

La sub cuenca del río Ayaviri tiene un área de 370 635 Has. con un perímetro de 351.85 km, su parte más elevada está en la cota 5,100 msnm en el cerro Sapansalla y su parte más baja se ubica en la cota 3,825 msnm donde el río Ayaviri confluye con el río Azángaro, se ubica entre las coordenadas Este de 300,814 a 375,340 y Norte de 8°301,125 a los 8°377,292.

La longitud total del río principal es de 152 km resultando una pendiente mínima de 0.017% en las partes bajas a 0.05% en las partes altas, presenta una dirección Sureste y tiene forma trapezoidal. El número de orden de la cuenca es 6 y su altura media es de 4,084 msnm. La intercuenca presenta un drenaje medio a grueso especialmente en la parte baja, esta observación se realizó en un plano a escala 1:100,000.

Los ríos principales de la intercuenca son: el río Cahuasiri – Puncu Puncu, Vilacarca, Umachiri, Condromilla; Actani, Vilcamayo, Machacmarca y Sora y como laguna principal es la laguna de Tantani. La precipitación total que presenta la intercuenca Ayaviri tiene un promedio anual de 673 mm y se distribuyen de manera desigual durante el año produciéndose las mayores precipitaciones en los meses de Noviembre a abril. El caudal medio anual del río Ayaviri es de 28.2 m³/s según la estación hidrométrica limnimétrica de Ayaviri (Puente Ayaviri), variando de 76.6 m³/s en el mes de marzo a 3.4 m³/s para el mes de setiembre. En esta cuenca se realizaron 144 puntos de aforo y se tiene 01 punto planteado para su monitoreo obligatorio la misma que se ubica en el sector denominado Achaya antes de su confluencia con el río Azángaro y 04 puntos de aforo como de segundo orden de prioridad ubicados en la salida del río Umachiri en el puente Encantada, Puente Ayaviri, Ventilla y Puente Pucara.

3.2. Vías de comunicación

La principal arteria en la cuenca del río Ramis es la vía que une las capitales de las Regiones de Puno y Cusco con una longitud pavimentada dentro de la cuenca de 762 kms. Esta se constituye en un eje de desarrollo dado que atraviesa los poblados de Calapuja, Pucara, Ayaviri, Chuquibambilla y Santa Rosa. Esta vía es clasificada como una vía de 2^{do} orden y tiene una dirección de sur a norte.

Luego se cuenta con otra vía denominada carretera transoceánica la misma que une las capitales de las regiones de Puno y Puerto Maldonado, esta presenta tramos pavimentados y afirmados estando actualmente en proceso de ejecución. Esta carretera pasa por los pueblos de Azángaro, Asillo, Progreso, San Antón, Antauta y Macusani dentro de la cuenca. Esta vía es clasificada como una vía de 2^{do} y 3^{er} orden y tiene una dirección de Oeste a Noreste.

Del mismo modo se puede encontrar dentro de la cuenca carreteras de 3^{er} y 4^{to} orden que unen las capitales de distrito y otros pueblos de importancia y entre ellas podemos citar como las más importantes : La carretera entre Ayaviri y Azángaro, Chuquibambilla – Ocuvi, Ayaviri – Ananea, Ananea – Crucero, Ayaviri – Nuñoa, etc.

También la cuenca presenta caminos de herradura que permiten la conexión entre los poblados menores y otras que derivan de las carreteras de 3^{er} orden y las complementan adecuadamente.

Finalmente se cuenta con la vía férrea que une las capitales de las regiones de Puno y Cusco que es de propiedad de PERU Rail S.A. atravesando poblados como Santa Rosa, Chuquibambilla, Ayaviri, José Domingo Choquehuanca y Calapuja.

En el cuadro Nro. 1 podemos apreciar las distancias entre las principales localidades del departamento de Puno. Para poder realizar el mapa de Vías se utilizó la convención del Ministerios de Transportes.

3.3. Demografía

En la intercuenca de Ayaviri 63,477 habitantes. La densidad poblacional varía de 69.9 hab/km² para la provincia. Este rango define a la zona de estudio como una zona de mediana densidad que corresponde a ámbitos que tienen a la actividad agropecuaria como base de desarrollo. Evidentemente las más altas densidades se dan en las provincias donde la principal actividad es el comercio como en los casos de San Román, Azángaro, Huancane y Melgar.

3.4. Hidrografía

La sub cuenca del río Ayaviri es aportante importante de la cuencas aportantes al lago Titicaca con 370, 635 Has. de extensión y un perímetro de 351.851 km, su parte más alta tiene una cota de 5,100 msnm y se ubica en el cerro Sapansalla y su parte más baja en el punto de aforo en el puente de Ayaviri en una altura de 3,825 msnm. La configuración de la sub cuenca del río Ayaviri es la de una hoya hidrográfica de fondo plano, la pendiente media de la cuenca es de 0.08 por lo que las velocidades del agua en el río en época de estiaje son mínimas favoreciendo los procesos de sedimentación y presentando meandros en las partes bajas de la cuenca.

Tiene forma trapezoidal cuya base menor corresponde a la cuenca en su confluencia con el lago Titicaca y su base mayor a las cuencas de Crucero con dirección Sur-Este y la cuenca de Llallimayo por otro lado con dirección Oeste – Sur. El número de orden de la cuenca es 7 deducido con planos digitalizados a escala 1:100.000 y su altura media es de 4,292 msnm. (PELT) La longitud total del río Ayaviri es de 152 km. La topografía plana que presenta la cuenca dio origen a numerosas lagunas muchos de los cuales son alimentados por los deshielos de los nevados y otros alimentados por las escorrentías y precipitaciones pluviales representan así un potencial hídrico para su regulación.

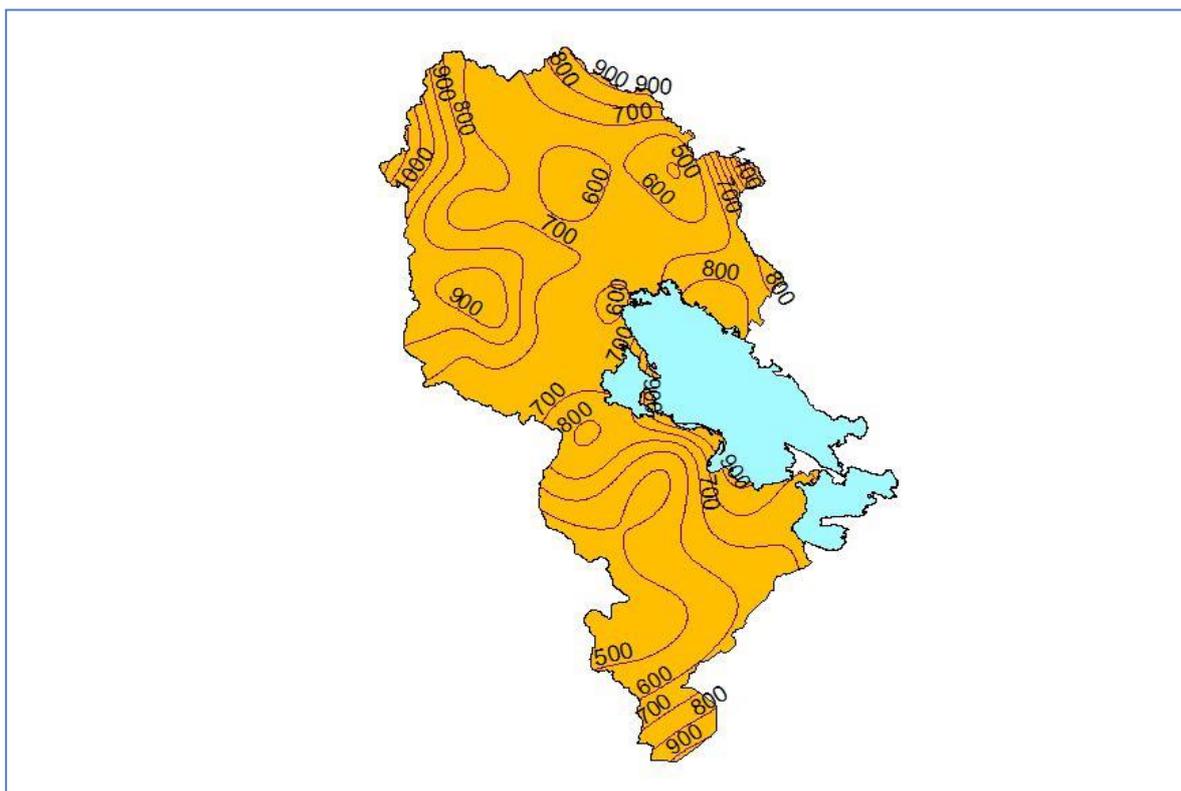
En general la cuenca presenta textura fina a media, y en algunas zonas presenta drenaje desordenado por sus bajas pendientes, esta fue observada en un plano a escala 1:100,000.

3.5.Hidrología

Las precipitaciones totales que presenta la sub cuenca del Ayaviri tienen un promedio anual de 673 mm y se distribuyen de manera desigual durante el año produciéndose las mayores precipitaciones en los meses de Noviembre a abril. El caudal medio anual del río Ayaviri según la estación hidrométrica de Ayaviri (Puente Ayaviri) es de 28.8 m³/s, variando de 76.6 m³/s en el mes de marzo a 3.4m³/s para el mes de setiembre.

El coeficiente medio anual de esorrentía para la cuenca es de 0.23, resultando un caudal específico de 4.85 l/s/ km².

Grafico 3.1. Isolíneas de precipitación total anual de la cuenca del Titicaca



3.6. Información climática y ecológica

Para el caso del Altiplano del departamento de Puno las características climatológicas (termo-pluviales), juegan un papel importante ya que son causa de la existencia de graves problemas, representados principalmente por la sequías y heladas.

El clima general corresponde al tipo semi seco y frío, con estaciones de Otoño e Invierno carentes de lluvias y sin cambio térmico invernal definido, sin embargo es posible establecer 04 variantes climáticas que si bien no se diferencian grandemente, adquieren una gran importancia dentro del patrón climático en general.

Sub – Tipo Climático “A” Circunlacustre:

Corresponde al área que bordea al lago Titicaca y la laguna Arapa, el origen de esta variante climática se encuentra en la acción termorreguladora del lago Titicaca, la cual consiste en la absorción del calor durante las horas de sol y su pérdida lenta en las noches, permitiendo que los vientos del SE, que soplan sobre el agua, se calientan y humedezcan, elevando y manteniendo constantemente a temperaturas, cuyo promedio oscilan entre 9.5 °C y 5.5 °C. Este sub-tipo climático es el más favorable de todos para las actividades agrícolas, dividido a que el fenómeno descrito evita las caídas de las temperaturas mínimas.

La humedad relativa presenta una variación uniforme durante el año, su valor medio oscila alrededor de 60 a 70%, el cual es bastante adecuado para el Altiplano, constituyendo la más clara comprobación de las condiciones climáticas favorables, ya que este factor meteorológico es un verdadero termo-regulador medio ambiental.

El total de horas de sol alcanza su máximo valor, de 280 horas, durante los meses Invernales, aunque en esta época la radiación solar no es la máxima debido al ángulo de incidencia de los rayos solares.

Con respecto a los datos estos muestran una variación y distribución media anual muy uniforme. En primavera y verano, el cielo permanece parcial de 5/8 a 8/8, mientras que en otoño e invierno se tiene frecuentemente un cielo despejado.

Sub – tipo Climático “b” Puna Húmeda

En esta sub-zona, el medio ambiente tiene temperaturas máximas y mínimas promedio de 13°C y 6°C. Respectivamente, el rango de oscilación indica que las temperaturas sufren fuertes descensos ocasionado la presencia de heladas más o menos intensas, aunque de menor

frecuencia y con un período de ocurrencias más corto que las que se producen en el tipo sub-climático “C”. Las características principales de esta variante climática indica la existencia, durante todo el año, de condiciones ambientales bastante favorables para el desarrollo de las explotaciones agropecuarias. Se caracterizan por que recibe mayor cantidad de precipitación, que llega a los 760 mm., En promedio anual.

La evaporación es muy irregular en su variación y distribución anual, con excepción de los últimos cuatro meses del año, durante los cuales se observan una cierta variación termo-evaporimétrica. La razón de este fenómeno parece ser la presencia de esporádicas corrientes de vientos fuerte durante los primeros ocho meses del año.

Sub – tipo climático “C” o clima de Altiplano

Este impera sobre los extensos pastizales, donde las temperaturas promedio máxima y mínima están alrededor de los 13°C y 3°C., respectivamente, comprendiendo un amplio rango de oscilación.

En consideración a estas características, se puede afirmar que en este sub-tipo climático las heladas son de fuerte intensidad y que abarcan un período de ocurrencias, por lo que la agricultura debe estar supeditada exclusivamente a plantas resistentes a temperaturas bajas. No obstante, la fotografía, los suelos y las buenas especies de pastos naturales constituyen muy buenas para el desarrollo de la ganadería de tipo lanar y fibra

La humedad relativa tiene una variación y distribución anual bastante uniforme, con una media mensual que varía alrededor de 65%. La nubosidad media oscila entre un máximo de 6/8 a un mínimo de 2/8.

Sub – tipo climático “D” o clima de las alturas

Corresponde a todas las zonas de altura, de topografía sumamente accidentada, con suelos erosionados y con vegetación natural muy pobre. Existe poca información meteorológica en estas áreas, sin embargo se estima que la temperatura promedio es sumamente baja oscilando

entre 0 °C y 6 °C., clara indicación de que las heladas son intensas y muy frecuentes, durante todo el año. Debido a estas condiciones, el área es agrícolamente casi improductiva, prosperando solo la ganadería de tipo autóctono. Aunque existe poca información meteorológica pero se estima que el promedio anual debe ser de alrededor de los 800 mm.

3.7. Información geológica y de suelos.

En la situación Geológica Regional se distingue una variada gama de rocas sedimentarias, ígneas y metamórficas cuyas edades varían desde las épocas primarias hasta períodos relativamente cercanos. Los afloramientos que ocupan mayores extensiones en el área pertenecen al Cenozoico y siguen el orden descendente a las unidades correspondientes al Mesozoico y Paleozoico.

La región considerada las regiones circunvecinas, han estado sometidas, a través de diversos períodos geológicos, a movimientos orogénicos y epirogenéticos actualmente testificados por el número de fallas existentes en sus áreas. Asimismo intensos, procesos estructurales, debido a esfuerzos de compresión y tensión, han originado estructuras complejas – sobre escurrimientos, sinclinatorios, grandes fallas, etc. Que destacan particularmente en la zona Pirin Putina. Intrusiones diversas de masas ígneas, tanto hipabisales como plutónicas, que han producido no solo metamorfismo y cambio en la posición original de las rocas preexistentes si no también intrusiones de composición intermedia que, por lo general, se encuentran estrechamente relacionados al potencial minero del sector.

Las formaciones geológicas aflorantes, se extienden longitudinalmente a lo largo de la Cordillera Oriental, hacia el Sur y Norte; caracterizadas por la presencia densa de diques de cuarzo auríferos, llegando a constituir yacimientos de oro explotables como los casos de la Rinconada en Ananea y Oscocachi en Ollache.

3.8. Información Cartográfica.

Para la generación de caudales máximos de la sub cuenca del río Ayaviri se utilizó además del mapa base de escala 1/50 000:

El mapa base estuvo compuesto por:

- Límites de micro cuencas (divortium acuarum)
- Curvas de nivel a cada 50 metros.
- Red hidrográfica.

3.9. Información hidrometeorológica

La información hidrometeorológica utilizada consistió en:

- Precipitación máxima en 24 horas.
- Caudal máximo mensual del río Ayaviri, de la estación Puente Ayaviri.

3.10. Equipos y materiales para el procesamiento.

Los equipos y materiales utilizados en el procesamiento e impresión son:

- Hardware: Computadora, Impresora y accesorios.
- Software: Office 2010, Autocad 2013, Arc Gis 10.0, HIDROESTA, Minitab 16.
- Materiales de escritorio.

3.11. Metodología

Los datos hidrometeorológicos se han obtenidos por la Dirección Regional del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología de Puno los mismos que se encuentran en el ANEXOS del presente trabajo. Con los cuales se procederá a aplicar las diferentes distribuciones de los métodos probabilísticos y también la aplicación de la fórmula empírica (MacMath) que se describe a continuación:

3.11.1. Análisis de consistencia de la información hidrométrica y meteorológica

El análisis de consistencia es una técnica que permite detectar, corregir y eliminar errores sistemáticos y aleatorios que se presentan en series hidrométricas; en consecuencia la serie analizada debe ser homogénea, consistente y confiable.

La no homogeneidad e inconsistencia en series hidrológicas son causadas por errores aleatorios y sistemáticos; entre ellas se tiene:

- Los errores aleatorios se presenta a causa de la inexactitud en las mediciones, mala lectura, mal funcionamiento del instrumento, errores de copia, etc.
- Los errores sistemáticos son los de mayor importancia, como consecuencia de los mismos, los datos pueden ser incrementados o reducidos sistemáticamente y pueden ser naturales, (derrumbes, colmatación y erosión de la sección transversal de la estructura de la estación de aforo; en general llamados como desastres naturales); artificiales y ocasionados por la mano del hombre (déficit en la toma de datos, cambio de la estación de aforo, construcción de estructuras hidráulica, explotación de aguas subterráneas, tala de árboles, etc).

La no homogeneidad e inconsistencia en la serie histórica puede producir errores significativos en todo los análisis futuros y obtendría resultados altamente sesgados.

La no homogeneidad e inconsistencia en la serie histórica se presentan en forma de saltos y/o tendencias. Antes de realizar el modelamiento matemático de cualquier serie hidrológica es importante efectuar el análisis de consistencia respectivo con el fin de obtener una serie homogénea, consistente y confiable.

Los saltos “Jump” llamados también resbalamientos, son componentes determinísticas transitorias que se manifiestan en forma de cambios bruscos haciendo posibles que en la serie se presentan periodos de distinto comportamiento. Los saltos generalmente se presentan en la media y desviación estándar.

Análisis de saltos:

El análisis de saltos se realiza desde tres puntos de vista:

- Análisis Visual de Hidrogramas.
- Análisis de doble masa.
- Análisis estadístico.

a. Análisis visual de hidrógrafas.

Consiste en analizar visualmente la información histórica un hidrograma ploteada en coordenadas cartesianas, en el eje de las abscisas se plotea el tiempo (en años o meses) y en el eje de las ordenadas las variables hidrometeorológicas. La apreciación visual de estos gráficos permite observar la distribución de las variables en estudio con respecto

al tiempo, e indicar el periodo o periodos dudosos, lo cual se puede reflejar como saltos y/o tendencias.

Para indicar en este primer análisis los periodos y aceptables se puede analizar en diversas formas:

- Cuando se tiene estaciones vecinas, se comparan sus hidrogramas y se ve cual periodo varia notoriamente uno respecto al otro.
- Cuando se tiene una sola estación, esta se divide en varios periodos y se compara con la información obtenida en campo, tratando de no confundir un salto con la ocurrencia de varios periodos húmedos o prolongadas sequías.
- En lo posible se debe mantener el periodo más largo como la más confiable.

3.11.2. Métodos probabilísticos para el análisis de máximas avenidas

3.11.2.1. Distribución Log-normal

Es una distribución para una variable aleatoria cuyos logaritmos siguen una distribución normal, con parámetros μ y σ . Los datos hidrológicos, a veces, tienen una distribución fuertemente asimétrica y en general en esos casos una transformación logarítmica la convierte en una distribución normal. Así la función de densidad y la función de distribución acumulada de probabilidad son:

$$f(y) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{y-\mu}{\sigma}\right)^2}$$

$$P(Y < y) = F(y) = \int_{-\infty}^y \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{y-\mu}{\sigma}\right)^2} dy$$

Donde:

Y = variable aleatoria.

y = logaritmo de la variable aleatoria.

μ y σ = parámetros de la función de densidad de probabilidad normal.

3.11.2.2. Distribución de Gumbel

Esa es la base del método de Gumbel (distribución de valores extremos tipo I), en el cual se calcula P por la siguiente relación:

$$P = 1 - e^{-e^{-y}}$$

$$y = \frac{1}{0.7997} (p - \bar{p} + 0.45\sigma_p)$$

Donde \bar{p} es la media de las “n” precipitaciones máximas, P es la probabilidad de que una precipitación máxima diaria de un año cualquiera sea mayor o igual a la precipitación p, y σ_p la desviación estándar de las “n” precipitaciones máximas.

La expresión de y muestra que existe una relación lineal entre él y el valor de p; esa recta puede ser diseñada conociéndose:

$$\bar{p} = \frac{\sum p}{n} \quad S_p = \sqrt{\frac{\sum (p - \bar{p})^2}{n - 1}}$$

El eje donde están marcados los valores de y puede ser graduado en tiempos de retorno a través

de la relación $T = \frac{1}{P}$ y de esta manera, a cada precipitación le corresponde un período de retorno; conociéndose a este como papel de distribución Gumbel.

El método de Gumbel es de fácil aplicación y se basa sólo en dos parámetros, la media y la desviación estándar, mientras que otros métodos incluyen el coeficiente de asimetría.

3.11.2.3. Distribución Pearson III y Log-Pearson III

La distribución Pearson III posee las características de ser asimétrica y no negativa, lo que la hace adecuada para describir las precipitaciones máximas; es una distribución de tres parámetros. La media, desviación estándar y el coeficiente de asimetría, son definidos por las siguientes relaciones:

$$\bar{p} = \frac{\sum p}{n} \quad S_p = \sqrt{\frac{\sum (p - \bar{p})^2}{n - 1}}$$

$$c_p = \frac{\sum (p - \bar{p})^3}{2S_p \sum (p - \bar{p})^2} = \frac{n \sum p^3 - 3n(\sum p)(\sum p^2) + 2n(\sum p)^3}{n(n-1)(n-2)S_p^3}$$

La función de densidad de probabilidad y la función de probabilidad acumulada están dadas por:

$$f(p) = \frac{(p - \alpha)^{\gamma-1} e^{-\frac{p-\alpha}{\beta}}}{\beta^\gamma \Gamma(\gamma)}$$

$$P(P < p) = F(p) = \int_0^p \frac{(p - \alpha)^{\gamma-1} e^{-\frac{p-\alpha}{\beta}}}{\beta^\gamma \Gamma(\gamma)} dp$$

Donde:

α = parámetro de posición: $\bar{p} = \alpha + \beta\gamma$

β = parámetro de escala: $S_p = \beta\sqrt{\gamma}$

γ = parámetro de forma: $c_p = \frac{2}{\sqrt{\gamma}}$

3.11.2.4. Método de Mac Math

El Método de Mac Math la podemos utilizar de las siguientes maneras.

3.11.2.4.1. Determinación de la intensidad máxima de lluvia a partir de la precipitación máxima de 24 horas.

La formula de Mac Math, en el sistema métrico, es la siguiente:

$$Q=0.0091CIA^{4/5}S^{1/5}$$

Donde:

Q= caudal máximo con un periodo de retorno de T años, en m³/s

C= Factor de escorrentía de mac Math, representa las características de la cuenca

I= Intensidad máxima de la lluvia, para una duración igual al tiempo de concentración t_c y un periodo de retorno de T años, mm/hr.

A= area de la cuenca en has.

S= pendiente promedio del cauce principal, en o/oo

De los parámetros que intervienen en esta formula, sobre el que se tiene que incidir, es sobre el factor C, el cual compone de tres componentes, es decir:

$$C=C_1+C_2+C_3$$

Donde:

C₁= está en función de la cobertura vegetal

C₂= esta en función de la textura del suelo

C₃= esta en función de la topografía del terreno

Cuadro 3.1.Factor de esorrentía de Mac Math.

Vegetación		Suelo		Topografía	
Cobertura (%)	C ₁	Textura	C ₂	Pendiente (%)	C ₃
100	0.08	Arenoso	0.08	0.0-0.2	0.04
80-100	0.12	Ligera	0.12	0.2-0.5	0.06
50-80	0.16	Media	0.16	0.5-2.0	0.06
20-50	0.22	Fina	0.22	2.0-5.0	0.10
0-20	0.3	Rocosa	0.3	5.0-10.0	0.15

Fuente: Maximo V. Bejar “Hidrología estadística”

a. Determinación de la intensidad máxima de lluvia a partir de la precipitación máxima de 24 horas

La intensidad o altura de lluvia por hora se ha estimado mediante la fórmula de Yance Tueros ampliamente utilizado en el medio, la cual está dada por:

$$I_{hora} = C(P_{m\acute{a}x\ 24horas})^n$$

Donde:

$$C = 0,4602$$

$$n = 0,875$$

P_{\max} 24 horas = Precipitación máxima en 24 horas (mm)

I_{hora} = Intensidad máxima (mm/h).

3.11.2.4.2. Método de Mac Math, utilizando precipitación máxima de 24 horas

El análisis de máximas avenidas para las cuencas de nivel 7 se han obtenido haciendo uso del modelo empírico de Mac Math cuya fórmula se indica a continuación:

$$Q_{\max} = 10^{-3} C_x P_x A^{0.58} I^{0.42}$$

Donde:

C = Coeficiente de escorrentía

P = Precipitación máxima en 24 horas (mm)

A = Área de la cuenca (ha)

I = Pendiente del curso principal (m/Km)

IV. RESULTADOS Y DISCUSION

Los resultados obtenidos al aplicar la metodología del capítulo anterior y así como su discusión, se presentan a continuación.

4.1. Formación de la serie anual de caudales y precipitación.

La serie histórica de caudales máximos mensuales y anuales del río Ayaviri se presenta en el Cuadro 4-1, y las series históricas de precipitación máxima de 24 horas de las estaciones de Ayaviri y Chuquibambilla se presentan en los Cuadro 4-2 y 4-3; los mismos pertenecen al Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI) y fueron obtenidos de la tesis de TITO CAMI LUIS INOC, “*Calibración del modelo Lutz Schols en la Sub cuenca del río Ayaviri*”, Los periodos de registro de caudales máximos del río Ayaviri son de los últimos 18 años (1994 al 2009) y de las precipitaciones máximas de 24 horas corresponden al periodo 1970 al 2009, 39 años de registro.

Cuadro 4.1: Serie histórica de caudales máximos (m³/s) del río Ayaviri periodo (1994-2011)

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	Q Max.
1994	81,8										19,0	43,1	81,8
1995	108,4	57,5	178,1	47,3	16,4	7,4	6,6	5,2	3,6	3,8	3,9	18,1	178,1
1996	119,4	145,6	27,4	72,1	20,0	10,5	4,7	3,6	3,5	3,7	5,8	57,1	145,6
1997	157,6											10,8	157,6
1998		103,7			12,1	2,7	2,6	2,0	0,7	4,4		8,3	103,7
1999		98,5		63,4		6,2	3,7	2,9		8,9	1,4	15,4	98,5
2000		38,8	25,8	12,4		3,8	2,9						38,8
2001			87,0					2,0					87,0
2002	38,8	125,9		40,4	12,8	3,9	4,5	2,8	1,8	13,8	27,0	41,5	125,9
2003	104,9	109,7	100,3	61,2	15,5	3,6	2,6	1,9	1,6	1,1	1,0	24,3	109,7
2004		81,5	71,2	25,0	5,2	2,1	2,6	1,6	1,7	1,0	1,5	19,2	81,5
2005	62,0		56,8	18,0	4,5	2,2	1,8	1,7	1,2	2,3	7,4	6,1	62,0
2006	129,1	80,9	46,3	70,0	10,5	2,7	2,1	1,7	1,5	1,3	3,4	3,9	129,1
2007	20,4	38,9	161,4	45,8	13,6	3,6	2,8	1,8	1,5	1,3	1,9	4,8	161,4
2008	98,6	45,6	50,4	8,2	2,0	1,5	1,4	1,3	1,1	0,9	1,7	7,8	98,6
2009	36,1	73,4	114,2	22,8	5,1	2,2	1,6	1,4	1,3	1,2	4,3	54,9	114,2
2010		169,6	106,7	42,9	7,4	4,5	2,7	2,0	1,6	1,6	1,7	6,3	169,6
2011	24,5		189,7	0,0	0,1	4,8	4,1	2,8	2,1	3,0	1,7	14,4	189,7

Fuente: SENAMHI

Cuadro 4.2: Serie histórica de precipitación máxima de 24 horas (mm)- Estación Ayaviri
(1970-2009)

AÑOS	ENER.	FEB.	MAR.	ABRL.	MAY.	JUN.	JUL.	AGOT.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	PROM.
1965	16.5	18.5	31.6	8.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.5	4.5	15.0	38.5	38.5
1966	14.5	25.5	14.0	8.0	9.0	0.0	0.0	0.0	1.0	9.5	15.0	21.0	25.5
1967	10.5	10.5	15.0	18.0	4.0	0.0	10.5	8.0	7.2	25.0	18.0	27.0	27.0
1968	18.8	23.0	23.5	5.5	0.8	0.0	9.5	3.0	10.5	6.2	14.0	14.0	23.5
1969	15.8	12.0	4.3	11.0	0.0	0.0	5.0	0.5	4.7	9.0	15.5	19.0	19.0
1970	20.0	19.0	23.0	14.0	17.0	0.0	0.0	0.0	9.0	11.0	12.0	20.0	23.0
1971	9.0	21.0	3.5	29.2	0.0	0.0	0.0	1.5	0.0	8.0	11.0	25.0	29.2
1972	21.5	18.0	15.2	12.8	1.2	0.0	2.8	5.8	4.8	7.5	8.0	26.2	26.2
1973	17.0	13.0	16.5	10.0	7.0	0.0	5.0	1.8	18.8	22.9	20.4	16.5	22.9
1974	17.8	22.8	11.0	7.7	5.5	7.0	0.0	19.0	3.4	7.2	16.6	20.7	22.8
1975	25.5	21.4	12.6	10.0	2.9	0.0	0.0	0.0	3.5	31.3	18.7	20.0	31.3
1976	25.9	11.5	9.4	11.0	1.8	0.0	0.0	0.0	7.5	2.7	0.0	11.0	25.9
1977	6.5	10.8	8.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	16.0	15.0	16.0
1978	23.4	14.8	9.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.5	10.3	25.6	22.2	25.6
1979	21.5	12.4	26.5	11.3									26.5
1980													0.0
1981													0.0
1982	17.5	14.0	32.0	30.0	0.0	0.0	0.0	20.0	9.0	42.7	37.4	26.5	42.7
1983	8.4	14.1	33.5	26.9	0.4	2.0	0.0	0.0	6.5	9.2	20.0	26.2	33.5
1984	33.6	21.4	14.0	13.5	12.5	2.2	0.0	10.0	0.0				33.6
1985		24.4	28.0	29.0	4.2	19.8	0.0	0.0	8.6				29.0
1986		30.5	27.2	18.4	15.5	0.0	0.0	2.3	9.3	2.6	21.0	26.3	30.5
1987	19.3	17.8	13.7	12.0	4.0	4.3	11.9	2.1	1.5	17.7	29.2	33.4	33.4
1988	24.2	36.2	20.0	22.4	8.0	0.0	0.0	0.0	14.5	18.0	1.1	21.8	36.2
1989	26.0	15.8	20.9	13.2	3.5	1.1	0.1	24.7	17.0	10.6	8.0	16.8	26.0
1990	30.0	40.2	11.0	15.5	1.8	15.2	0.0	2.3	3.8	18.0	12.5	15.0	40.2
1991	52.2	23.6	21.3	11.6	11.0	20.2	0.6	2.9	4.5	31.8	9.2	24.4	52.2
1992	20.8	19.5	11.6	17.2	0.0	9.8	0.0	21.0	0.9	7.8	8.2	11.0	21.0
1993	33.5	11.0	18.8	7.7	0.3	10.8	0.3	10.0	10.0	22.2	92.0	17.5	92.0
1994	14.4	12.0	35.5	14.4	4.4	0.0	0.0	7.5	3.4	13.7	20.3	23.9	35.5
1995	18.5	25.0	24.3	26.0	0.5	0.0	0.0	0.0	3.5	9.0	16.2	20.0	26.0
1996	31.6	22.8	14.7	5.0	6.0	0.0	0.0	2.6	4.4	6.2	19.1	25.3	31.6
1997	13.8	30.1	23.6	5.4	1.4	0.0	0.0	12.8	2.2	8.8	21.4	45.9	45.9
1998	13.5	12.8	30.5	17.5	0.0	0.5	0.0	1.9	0.5	11.3	43.2	19.5	43.2
1999	13.0	27.1	19.0	34.7	6.4	0.0	0.0	0.0	11.4	8.4	14.3	9.0	34.7
2000	18.0	43.4	15.5	3.5	3.3	1.0	4.1	2.3	2.0	17.6	6.0	13.5	43.4
2001	25.8	19.2	13.4	20.0	12.6	2.9	0.8	4.8	3.6	11.7	6.1	15.7	25.8
2002	18.6	21.5	11.4	11.0	7.6	3.4	4.5	1.3	13.5	32.0	31.8	11.0	32.0
2003	34.3	20.5	41.7	14.2	5.8	0.0	0.0	8.4	11.8	18.6	12.8	31.7	41.7
2004	25.9	36.7	23.9	11.5	2.1	0.4	2.2	8.7	12.7	10.6	31.3	27.8	36.7
2005	25.8	26.1	34.5	6.7	0.2	0.0	0.0	4.4	3.5	20.6	19.0	11.4	34.5

2006	22.0	11.7	17.8	18.7	0.0	0.6	0.0	1.3	1.8	38.5	13.2	25.1	38.5
2007	27.5	18.8	29.4	14.6	7.3	0.0	0.0	0.6	5.4	11.3	32.9	24.6	32.9
2008	26.1	37.9	24.9	4.0	1.0	0.5	0.0	0.4	0.7	9.6	14.9	20.4	37.9
2009	18.5	24.1	39.5	17.5	3.8	0.0	0.9	0.2	10.6	21.2	15.7	27.3	39.5

Fuente: SENAMHI

4.2. Análisis de consistencia.

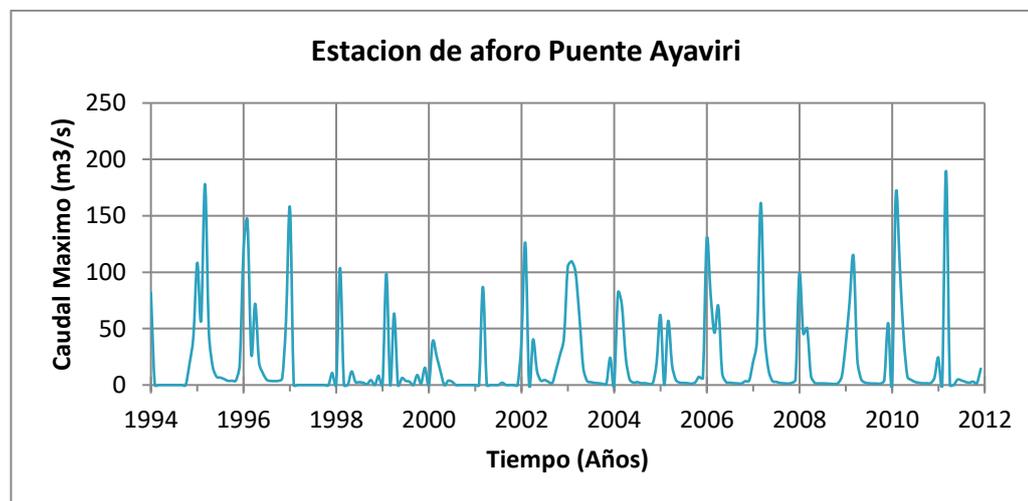
4.2.1. Análisis de saltos.

Este análisis se realizó para comprobar si existen o no saltos en las series históricas de caudales máximos mensuales y anuales (en m³/s) del río Ayaviri, y de las precipitaciones máximas mensuales y anuales de 24 horas (mm) de las estaciones Ayaviri.

a. Análisis visual de histogramas.

En el gráfico 4-1, se presenta el histograma de caudales máximos mensuales del río Ayaviri, en ella se puede apreciar que durante el periodo de 1994 al 2011, el comportamiento de los caudales máximos es homogéneo, con un mínimo de 0.1 m³/s y un máximo de 189.0 m³/s; visualmente se puede observar que no hay presencia de saltos; como son eventos extremos, es necesario conservar la información original.

Gráfico 4.1: Histograma de caudales máximos mensuales del río Ayaviri (m³/s)

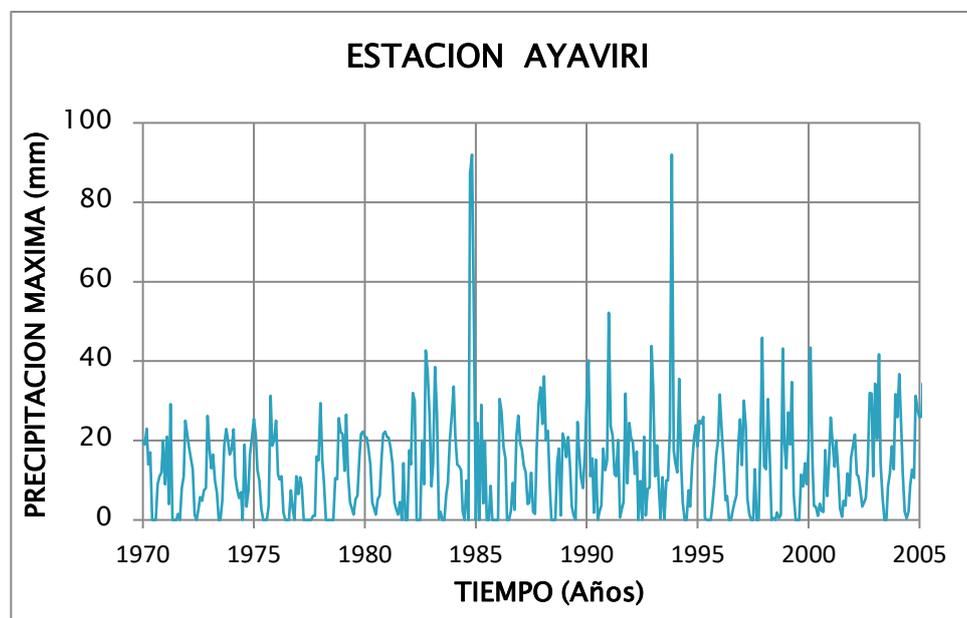


Fuente: elaboración propia.

En el gráfico 4-2, se presenta el hidrograma de precipitación mensual máxima de 24 horas de la estación Ayaviri, en ella se puede apreciar que durante el periodo de 1970 al 2002, el comportamiento de las precipitaciones máximas mensuales son homogéneos, con un mínimo de 0.0 mm y un máximo de 92.0 mm; visualmente se puede observar

que hay dos valores extremos; sin embargo, esto no representa un salto; como son eventos extremos, es necesario conservar la información original.

Grafico 4.2: Histograma de precipitación máxima de 24 horas (mm) – Estación Ayaviri, Periodo 1970 – 2009.



Fuente: elaboración propia

4.3. Determinación de caudales máximos a partir de los métodos estadísticos.

Para el diseño de estructuras hidráulicas tales como canales, puentes, presas, alcantarillados, obras asociadas al diseño y construcción de vías es necesario estimar los caudales máximos asociados a un período de retorno determinado. Las crecientes asociadas a un período de retorno pueden ser estimadas por diferentes métodos, dependiendo de la disponibilidad de registros hidrométricos. Los procesos hidrológicos evolucionan en el espacio y en el tiempo en una forma que es parcialmente predecible, y parcialmente aleatoria. Este tipo de tratamiento es apropiado para observaciones de eventos hidrológicos extremos, como crecientes o sequías, y para información hidrológica promediada a lo largo de intervalos de tiempo grandes, como la precipitación anual. Este trabajo de investigación analiza la información hidrológica de procesos enteramente aleatorios utilizando parámetros y funciones estadísticas. Los métodos

estadísticos están basados en principios matemáticos que describen la variación aleatoria de un conjunto de observaciones de un proceso, y éstos centran su atención en las observaciones mismas en lugar de los procesos físicos que las producen. La estadística es una ciencia de descripción, no de causalidad. La distribución de probabilidad está definida sobre el conjunto de todos los sucesos, cada uno de los sucesos es el rango de valores de la variable aleatoria. La distribución de probabilidad está completamente especificada por la función de distribución, cuyo valor en cada real x es la probabilidad de que la variable aleatoria sea menor o igual que x . Para el presente trabajo se ha realizado el estudio de las distribuciones de probabilidad: Normal, Log normal de 2 parámetros, Log normal de 3 parámetros, Gamma de 2 parámetros, Gumbel, y Log Gumbel. Los resultados del análisis para la distribución Normal cuyo resultado se ha obtenido que el delta teórico es 0.0878 es menor que el delta tabular que es 0.3206, esto indica que se ajustan los datos de aforos realizados en el puente de Ayaviri, con un nivel de significancia de 5%, para lo cual se han generado valores de caudales de diseño para periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 25, 50, 75, 100, 200, 250 y 500; así, como se muestra en el cuadro 4.3.

Cuadro 4.3. Determinación de caudal del diseño a partir de modelos Probabilísticos

T	Normal	Log-Normal	Log-Normal-III-P	Gama II-P	Gumbel	log-gumbel
2	118.49	110.54	117.82	113.17	111.60	103.42
5	153.76	155.45	152.57	152.82	148.64	147.95
10	172.21	185.81	171.14	176.74	173.17	187.54
20	187.45	215.30	186.68	198.22	196.69	235.43
25	191.89	224.74	191.24	204.77	204.16	253.04
50	204.59	254.11	204.38	224.28	227.14	316.02
75	211.41	271.42	211.48	235.2	240.51	359.59
100	216.02	283.78	216.31	242.77	249.96	394.02
200	226.47	313.97	227.32	260.44	272.70	490.87
250	229.67	323.82	230.71	265.97	280.01	526.81
500	239.14	354.88	240.79	282.73	302.69	655.99

Fuente: Elaboración propia.

- Los resultados del análisis para la distribución Log Normal de II parámetros, cuyo resultado se ha obtenido que el delta teórico es 0.0725 es menor en comparación con el delta tabular que es 0.3206 a la probabilidad de 5%, esto indica que se ajustan los datos de aforos realizados en el puente de Ayaviri, para lo cual se han generado valores de caudales de diseño para periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 25, 50, 75, 100, 200, 250 y 500.
- Los resultados del análisis para la distribución Log Normal III parámetros, cuyo resultado se ha obtenido que el delta teórico es 0.0949 es menor que el delta tabular que es 0.3206, esto indica que se ajustan los datos de aforos realizados en el puente de Ayaviri, con un nivel de significancia de 5%, para lo cual se han generado valores de caudales de diseño para periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 25, 50, 75, 100, 200, 250 y 500; así, como se muestra en el cuadro 4.1.
- También que el caso de la distribución Gama de II parámetros, cuyo resultado se ha obtenido que el delta teórico es 0.0877 es menor que el delta tabular que es 0.3206, esto

indica que se ajustan los datos de aforos realizados en el puente de Ayaviri, con un nivel de significancia de 5%, para lo cual se han generado valores de caudales de diseño para periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 25, 50, 75, 100, 200, 250 y 500; así, como se muestra en el cuadro 4.3.

- Los resultados del análisis para la distribución Gumbel cuyo resultado se ha obtenido que el delta teórico es 0.01071 es menor que el delta tabular que es 0.3206, esto indica que se ajustan los datos de aforos realizados en el puente de Ayaviri, con un nivel de significancia de 5%, para lo cual se han generado valores de caudales de diseño para periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 25, 50, 75, 100, 200, 250 y 500; así, como se muestra en el cuadro 4.3.
- Los resultados del análisis para la distribución Log Gumbel, cuyo resultado se ha obtenido que el delta teórico es 0.0878 es menor que el delta tabular que es 0.3206, esto indica que se ajustan los datos de aforos realizados en el puente de Ayaviri, con un nivel de significancia de 5%, para lo cual se han generado valores de caudales de diseño para periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 25, 50, 75, 100, 200, 250 y 500; así, como se muestra en el cuadro 4.3.

Una creciente es un evento que produce en un río o canal niveles muy altos, en los cuales el agua sobrepasa la banca e inunda las zonas aledañas. Las crecientes causan daños económicos, pérdidas de vidas humanas y trastornan toda la actividad social y económica de una región. Para el diseño de estructuras hidráulicas tales como canales, puentes, presas, alcantarillados, obras asociadas al diseño y construcción de vías es necesario estimar los caudales máximos asociados a un período de retorno determinado. Las crecientes asociadas a un período de retorno pueden ser estimadas por diferentes métodos, dependiendo de la disponibilidad de registros hidrométricos.

4.4. Determinación de caudales máximos a partir de la formula empírica

(Mac Math).

Existen cuencas con ríos que no tienen estaciones de aforo, al no contar con estaciones de aforo que proporcionen registros de descargas máximas, se tendrá que acudir a métodos alternativos, basados la mayoría de ellos en datos de precipitación máxima en 24 horas y en las características físicas de la cuenca, para así inferir los caudales máximos asociados a un cierto periodo de retorno que podrían presentarse en la zona de interés de un proyecto en estudio. Sabemos, en nuestro medio, la intensidad de la lluvia influye notoriamente en el uso del suelo. Las lluvias violentas pueden ocasionar importantes daños, degradación de la estructura del suelo, erosión, inundaciones, daños mecánicos en cultivos, etc. Aunque la precipitación máxima en 24 h, en ocasiones son más interesantes las precipitaciones máximas en períodos de tiempo más cortos, por lo que se debe acudir a sistemas de estimación.

Cuadro 4.4. Caudales maximos a partir de precipitaciones máximas de 24 horas Metodo Mac Math

N°	Constante	PP Max.(mm)	C	A	I (pendiente)	Q
1	10	35.5	0.86	370620	8.3	126.10
2	10	26	0.86	370620	8.3	92.36
3	10	31.6	0.86	370620	8.3	112.25
4	10	45.9	0.86	370620	8.3	163.04
5	10	43.2	0.86	370620	8.3	153.45
6	10	34.7	0.86	370620	8.3	123.26
7	10	43.4	0.86	370620	8.3	154.16
8	10	25.8	0.86	370620	8.3	91.65
9	10	32	0.86	370620	8.3	113.67
10	10	41.7	0.86	370620	8.3	148.12
11	10	36.7	0.86	370620	8.3	130.36
12	10	34.5	0.86	370620	8.3	122.55
13	10	38.5	0.86	370620	8.3	136.76
14	10	32.9	0.86	370620	8.3	116.87
15	10	37.9	0.86	370620	8.3	134.63
16	10	39.5	0.86	370620	8.3	140.31

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 4.5. Caudales de diseño a partir de precipitaciones máximas de 24 horas Metodo Mac Math

T	Normal	Log-Normal	Log-Normal-III-P	Gama II-Parametros	Gumb	log-gumbel
---	--------	------------	------------------	--------------------	------	------------

2	111.18	104.20	102.08	106.53	103.36	98.48
5	151.12	139.23	137.49	142.36	145.32	133.48
10	172.02	162.02	162.30	163.92	173.08	163.30
20	189.26	183.61	186.96	183.20	199.73	198.11
25	194.29	190.44	194.98	189.11	208.17	210.63
50	208.67	211.37	220.16	206.59	234.23	254.39
75	216.40	223.55	235.23	216.37	249.36	283.92
100	221.62	232.18	246.06	223.14	260.07	306.84
200	233.45	252.99	272.77	238.92	285.82	369.86
250	237.09	259.73	281.59	243.86	294.08	392.75
500	247.80	280.755	309.58	258.83	319.79	473.21

Fuente: Elaboración propia

Las precipitaciones máximas en 24 horas se indicará: el número de años de la serie analizada y la serie de años, para cada mes la precipitación máxima en 24 horas producida en todos los años de la serie en dicho mes, y el número de veces que la precipitación máxima se ha producido en dicho mes en los años de la serie, para poder así ver en qué meses se suelen producir las precipitaciones máximas. El estudio se realizó el análisis de las precipitaciones máximas probables y sus períodos de retorno. El estudio de las precipitaciones máximas es necesario en múltiples aplicaciones. Así en hidrología para la estimación de avenidas es necesario conocer el valor de la máxima precipitación probable registrada para un determinado período de retorno. El "período de retorno o de recurrencia" (T) es el intervalo medio expresado en años en el que un valor extremo alcanza o supera al valor "x", al menos una sola vez.. El período de retorno será mayor cuanto mayor sea la importancia y la repercusión social, ecológica y económica de la obra. Así la necesidad de disponer de amplios períodos de retorno contrasta con la disponibilidad de series de datos climatológicos, por lo que se debe recurrir a estimaciones estadísticas.

- De acuerdo al cuadro 4.5, La distribución normal se ha determinado su calculo probabilístico y resulta que como el delta teórico 0.1783, es menor que el delta tabular 0.2150. Los datos se ajustan a la distribución Normal, con un nivel de significación del 5%. Los Parámetros de la distribución normal: Con momentos ordinarios el parámetro de localización $X_m = 35.795$, parámetro de escala $S = 15.2845$ con momentos lineales: Media lineal $X_l = 35.795$ y la desviación estándar lineal $S_l = 12.6265$.
- El Ajuste de una serie de datos a la distribución lognormal de 2 parámetros con momentos ordinarios, como el delta teórico 0.0975, es menor que el delta tabular 0.2150. Los datos se ajustan a la distribución logNormal 2 parámetros, con un nivel de significación del 5%. Parámetro de escala $\mu_y = 3.5131$, parámetro de forma $S_y = 0.3443$ y con momentos lineales y su parámetro de parámetro de escala $\mu_{yl} = 3.5131$ y parámetro de forma $S_{yl} = 0.3286$.
- El Ajuste con momentos ordinarios de la distribución Gamma de 2 parámetros, como el delta teórico 0.1189, es menor que el delta tabular 0.2150. Los datos se ajustan a la distribución Gamma de 2 parámetros, con un nivel de significación del 5%, Con momentos ordinarios, Parámetro de forma gamma= 7.8917, Parámetro de escala beta= 4.5358, con momentos lineales, Parámetro de forma gammal= 3.9507 y Parámetro de escala beta= 9.0605.

4.5. Análisis comparativo de los caudales de diseño de valores aforados y formula empírica (Mac Math)

El resumen de los resultados obtenidos por ambas metodologías se presenta a continuación en el cuadro 4.6. En el cual se puede apreciar que existen diferencias entre resultados para cada distribución aplicada, siendo la distribución con menor diferencia entre cada resultado la distribución Normal, seguida de Gumbel, Gama II-P, Log Normal III-P, Log Normal y Log Gumbel respectivamente.

Cuadro 4.6. Cuadro resumen de resultados para cada distribución.

"T"	Normal		Log-Normal		Log-Normal-III-P		Gama - II P		Gumbel		Log-Gumbel	
	M. Est.	M. Math	M. Est.	M. Math	M. Est.	M. Math	M. Est.	M. Math	M. Est.	M. Math	M. Est.	M. Math
2	118.49	111.18	110.54	104.2	117.82	102.08	113.17	106.53	111.6	103.36	103.42	98.48
5	153.76	151.12	155.45	139.23	152.57	137.49	152.82	142.36	148.64	145.32	147.95	133.48
10	172.21	172.02	185.81	162.02	171.14	162.3	176.74	163.92	173.17	173.08	187.54	163.3
20	187.45	189.26	215.3	183.61	186.68	186.96	198.22	183.2	196.69	199.73	235.43	198.11
25	191.89	194.29	224.74	190.44	191.24	194.98	204.77	189.11	204.16	208.17	253.04	210.63
50	204.59	208.67	254.11	211.37	204.38	220.16	224.28	206.59	227.14	234.23	316.02	254.39
75	211.41	216.4	271.42	223.55	211.48	235.23	235.2	216.37	240.51	249.36	359.59	283.92
100	216.02	221.62	283.78	232.18	216.31	246.06	242.77	223.14	249.96	260.07	394.02	306.84
200	226.47	233.45	313.97	252.99	227.32	272.77	260.44	238.92	272.7	285.82	490.87	369.86
250	229.67	237.09	323.82	259.73	230.71	281.59	265.97	243.86	280.01	294.08	526.81	392.75
500	239.14	247.8	354.88	280.755	240.79	309.58	282.73	258.83	302.69	319.79	655.99	473.21

Fuente: Elaboración propia

Para el análisis comparativo entre los métodos de los caudales de diseño obtenidos mediante la fórmula empírica y los valores aforados en el puente del río de Ayaviri, se ha sometido a un análisis de variancia de un diseño experimental de Completo al Azar con dos tratamientos y cada uno con 66 observaciones cada método, es decir cada una de las 06 distribuciones con 11 tiempos de retorno para cada caso; y después de haber realizado el análisis correspondiente se ha llegado que entre los dos tratamientos no existe una diferencia estadística a la Probabilidad de $P \leq 0.05$, la probabilidad encontrado ha sido de 0.243 que es un valor muy superior a 0.05, por lo que la hipótesis nula se acepta y se rechaza la hipótesis alterna.

Cuadro 4.7. Análisis de variancia entre valores aforados y valores obtenidos por formulas empíricas

F. de V.	GL	SC	CM	Fc	Significancia	Probabilidad
Métodos	1	9629	9629	1.37	NS	0.243
Error	130	910659	7005			
Total	131	920288				

Fuente: Elaboración propia

$$S = 83.70; r^2 = 85\%; r^2(\text{ajustado}) = 0.29\%$$

El coeficiente de determinación es muy elevada debido a que los datos que han sido aplicados en el análisis de variancia han sido para diferentes tiempos de retorno; así mismo la desviación estándar es alto debido también por utilizar los diferentes tiempos de retorno. El caudal de diseño que es posible recomendar es de 225.25 m³/s. Similares a este valor se presentan en el cuadro a tiempo de retorno de 25 a 50 años y puede ser recomendable para el caso del río Ayaviri. Para el presente análisis no es necesario realizar las pruebas de rango múltiple, porque los valores obtenidos son estadísticamente homogéneos.

Cuadro 4.8. Descriptiva estadística de caudales de Diseño para el puente del río Ayaviri.

Metodo aplicado	Numero de observaciones	Medias del caudal de diseño calculados	Desviación estándar
Caudales aforados	66.00	233.79	95.23
Caudales Mac Math	66.00	216.71	70.29
Promedio	66.00	225.25	82.76

Fuente: Elaboracion propia

Sabemos que, uno de los primeros pasos en muchos proyectos de diseño es la determinación del evento de lluvia a usar. Es decir una tormenta de diseño es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico. Usualmente la tormenta de diseño conforma la entrada al sistema, y los caudales resultantes a través de éste se calculan

utilizando procedimientos de lluvia-escorrentía y tránsito de caudales. Una tormenta de diseño puede definirse mediante un valor de profundidad de precipitación en un punto, mediante un hietograma de diseño que especifique la distribución temporal de la precipitación durante una tormenta. Las tormentas de diseño pueden basarse en información histórica de precipitación de una zona o pueden construirse utilizando las características generales de la precipitación en regiones adyacentes. Su aplicación va desde el uso de valores puntuales de precipitación en el método racional para determinar los caudales picos en alcantarillados de aguas lluvias y alcantarillas de carreteras, hasta el uso de hietogramas de tormenta como las entradas para el análisis de lluvia-escorrentía en embalses de detención de aguas urbanas. Para determinación de la tormenta de diseño es recomendable contar con información obtenida a través de una pluviógrafo o pluviómetro como mínimo, ya que este equipo provee información instantánea, sin embargo, la mayoría de estaciones de medición de precipitaciones solo cuentan con pluviómetros que solo proveen de valores medios.

El exceso de precipitación o precipitación efectiva (P_e), es la precipitación que no se retiene en la superficie terrestre y tampoco se infiltra en el suelo. Después de fluir a través de la superficie de la cuenca, el exceso de precipitación se convierte en escorrentía directa a la salida de la cuenca bajo la suposición de flujo superficial hortoniano. Las gráficas de exceso de precipitación vs. el tiempo o hietograma de exceso de precipitación es un componente clave para el estudio de las relaciones lluvia-escorrentía. La diferencia entre el hietograma de lluvia total y el hietograma de exceso de precipitación se conoce como abstracciones o pérdidas. Las pérdidas son primordialmente agua absorbida por filtración con algo de intercepción y almacenamiento superficial. El hietograma de exceso de precipitación puede calcularse a partir del hietograma de precipitación en una o dos formas, dependiendo de si existe o no información de caudales disponibles para la tormenta.

Cuando existen datos de aforo en cantidad suficiente, se realiza un análisis estadístico de los

caudales máximos instantáneos anuales para la estación más cercana al punto de interés. Se calculan los caudales para los períodos de retorno de interés (2, 5, 10, 20, 50, 100 y 500 años son valores estándar) usando la distribución log normal, log pearson III y Valor Extremo Tipo I (Gumbel), Cuando no existen datos de aforo, se utilizan los datos de precipitación como datos de entrada a una cuenca y que producen un caudal Q . cuando ocurre la lluvia, la cuenca se humedece de manera progresiva, infiltrándose una parte en el subsuelo y luego de un tiempo, el flujo se convierte en flujo superficial.

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

1. Los métodos presentados son de total aplicabilidad en las cuencas peruanas; más aún, al menos dos de ellos han sido desarrollados tomando en consideración la realidad de nuestro territorio. En el estudio de proyectos reales, es recomendable hacer uso de varios de los métodos presentados y luego, analizar los resultados obtenidos; momento en el cual, la experiencia del especialista resulta esencial.
2. En el presente trabajo el estudio de las distribuciones de probabilidad: Normal, Log normal de 2 parámetros, Log normal de 3 parámetros, Gamma de 2 parámetros, Gumbel, y Log Gumbel. Los resultados se ha obtenido que el delta teórico es menor que el delta tabular, esto indica que se ajustan los datos de aforos realizados en el puente de Ayaviri, con un nivel de significancia de 5%, para lo cual se han generado valores de caudales de diseño para periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 25, 50, 75, 100, 200, 250 y 500.
3. El análisis comparativo entre los métodos de los caudales de diseño obtenidos mediante la fórmula empírica y los valores aforados en el puente del rio de Ayaviri, se ha sometido a un análisis de variancia de un diseño experimental de Completo al Azar con dos tratamientos y cada una con 66 observaciones cada método, es decir cada una de las 06 distribuciones con 11 tiempos de retorno para cada caso; y después de haber realizado el análisis correspondiente se ha llegado que entre los dos tratamientos no existe un diferencia estadística a la Probabilidad de $P \leq 0.05$, la probabilidad encontrado ha sido de 0.243 que es un valor muy superior a 0.05, por lo que la hipótesis nula se acepta y se rechaza la hipótesis alterna
4. El coeficiente de determinación es muy elevada debido a que los datos que han sido aplicados en el análisis de variancia han sido para diferentes tiempos de retorno; así mismo la desviación estándar es alto debido también por utilizar los diferentes tiempos de retorno. El caudal de diseño que es posible recomendar es de $225.25 \text{ m}^3/\text{s}$. Similares a este valor se

presentan en el cuadro a tiempo de retorno de 25 a 50 años y puede ser recomendable para el caso del río Ayaviri. Para el presente análisis no es necesario realizar las pruebas de rango múltiple, por que los valores obtenidos son estadísticamente homogéneos.

5. Cuando existen datos de aforo en cantidad suficiente, se realiza un análisis estadístico de los caudales máximos instantáneos anuales para la estación más cercana al punto de interés. Se calculan los caudales para los períodos de retorno de interés (2, 5, 10, 20, 50, 100 y 500 años son valores estándar) usando la distribución log normal, log pearson III y Valor Extremo Tipo I (Gumbel), Cuando no existen datos de aforo, se utilizan los datos de precipitación como datos de entrada a una cuenca y que producen un caudal Q .

5.2. Recomendaciones.

1. Disponer de información a escala diaria en valores de precipitación y caudales para la calibración del modelo, además de información de retención de humedad del suelo, así como establecer bien un método de separación del caudal directo del flujo base para representar de forma más realista el proceso de precipitación escurrida.
2. Los resultados de la investigación sean una referencia para comparar con los resultados de las posteriores investigaciones.
3. Realizar estudios de máximas avenidas mediante métodos de correlación hidrológica e hidrométrica.
4. Determinar una relación entre los parámetros óptimos de calibración de las micro cuencas del río Ramis con los tipos de suelo, los usos de suelo y las características geomorfológicas de estas, para poder desarrollar un método de calibración directa de los parámetros en cuencas no instrumentadas.

VII. BIBLIOGRAFÍA

1. APARICIO MIJARES, F.J. 1996. “Fundamentos de Hidrología de Superficie”. Primera edición. Editorial Limusa. México. Pag. 203, Pag. 206 – 208, Pag. 252..
2. CHEREQUE M., W. 1989. “Hidrología para estudiantes de ingeniería civil”. CONCYTEC. Lima. Perú.
3. CHOW, MAIDMENT Y MAYS. 1994. “Hidrología Aplicada”. Mc Graw-Hill Interamericana. Santafé de Bogotá. Colombia. Pag. 8, Pag. 9, Pag. 495.
4. COAQUIRA A, R. 1998. “Análisis de precipitaciones máximas de 24 horas”. PRORRIDRE. Puno. Perú. Pag. 10.
5. CUTIPA L, E. 1999. “Aplicación de Modelos Hidrológicos en el Análisis de Máximas Avenidas del Río Grande Ilave – Puno”. Tesis de Ing. Agrícola. UNAP. Puno. Perú.
6. DIRECCIÓN GENERAL DE AGUAS, SUELOS E IRRIGACIONES (Ministerio de Agricultura). 1981. “Estudio de la cuenca del río Illpa”. Tomo I: Diagnóstico de la cuenca. Proyecto manejo de cuencas. Lima. Perú.
7. LINSLEY, R. KOHLER, M. PAULHUS, J. 1988. “Hidrología para Ingenieros”. Segunda Edición. Mc Graw – Hill Interamericana. México. Pag. 193 – 195.
8. MEJÍA, A. 2001. “Hidrología Aplicada”. CIP. FIA. UNALM. Lima. Perú. Pag. 69.
9. Mockus, V. 1957. Use of storm and watershed characteristics in syntetic unit hidrograph analysis and application. U. S. Soil Conservation Service, 1957.
10. NANÍA S, L. 2003. “Métodos de transformación lluvia-escorrentía y de propagación de caudales”. Apuntes de clase de hidrología superficial y subterránea. Universidad de Granada. Pag.1, Pag. 10.
11. PAOLI, CAICK, MORRECI. 2002. “Consistencia en la determinación de crecidas de diseño por transformación lluvia – caudal y análisis de frecuencia (estudio de caso)”. Vol. XVI. Ing. Hidráulica. México. Pag. 87-97.

12. PONCE V. M. 1989. “Engineering Hydrology – Principles and Practices”. Prentice Hall. San Diego State University. EE. UU.
13. SENAMHI. 2002. Reportes de mediciones hidrometeorológicas.
14. Soil Conservation Service. 1972. National Engineering Handbook, section 4, Hydrology, U.S. Dept. of Agriculture, available in U.S. Government Printing Office, Washington, D. C. USA.
15. TITO CAMI, L.I. 2010. “Calibracion del modelo Lutz Schols en la sub Cuenca del rio Ayaviri”. Puno – Perú.
16. U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS.1995. “HEC Hydrologic Modeling System. HEC – HMS user’s guide”. Hydrologic Engineering Center. EE.UU.
17. U.S. BUREAU OF RECLAMATION. 1973. “Design of small dams”. Segunda edición. Washington D. C. EE.UU.
18. UNEP-División de Aguas Continentales Programa de las Naciones Unidas para el Medio Ambiente. 1996. Diagnóstico ambiental del Sistema Titicaca-Desaguadero-Poopo-Salar de Coipasa (Sistema TDPS) Bolivia-Perú. Departamento de Desarrollo Regional y Medio Ambiente, Secretaria General de la Organización de los Estados Americanos, Washington, D. C. USA.
19. US Army Corps of Engineers, USACE 1998. HEC-1 flood hydrograph package user’s manual. Hydrologic Engineering Center, Davis, CA. USA.
20. US Army Corps of Engineers. 2000. Hydrologic Modeling System HEC-HMS, Technical Reference Manual, HEC Davis CA, USA, 157 p.

VIII. ANEXOS

DISTRIBUCION

NORMAL

T	n	C	P	A	S	i	n	k	Qmax
2	10	0.75	35.80	370635	8.35	1000	0.58	0.42	111.18
5	10	0.75	48.66	370635	8.35	1000	0.58	0.42	151.12
10	10	0.75	55.39	370635	8.35	1000	0.58	0.42	172.02
20	10	0.75	60.94	370635	8.35	1000	0.58	0.42	189.26
25	10	0.75	62.56	370635	8.35	1000	0.58	0.42	194.29
50	10	0.75	67.19	370635	8.35	1000	0.58	0.42	208.67
75	10	0.75	69.68	370635	8.35	1000	0.58	0.42	216.40
100	10	0.75	71.36	370635	8.35	1000	0.58	0.42	221.62
200	10	0.75	75.17	370635	8.35	1000	0.58	0.42	233.45
250	10	0.75	76.34	370635	8.35	1000	0.58	0.42	237.09
500	10	0.75	79.79	370635	8.35	1000	0.58	0.42	247.80

DISTRIBUCION LOG NORMAL DE DOS

PARAMETROS

T	n	C	P	A	S	i	n	k	Qmax
2	10	0.75	33.55	370635	8.35	1000	0.58	0.42	104.20
5	10	0.75	44.83	370635	8.35	1000	0.58	0.42	139.23
10	10	0.75	52.17	370635	8.35	1000	0.58	0.42	162.02
20	10	0.75	59.12	370635	8.35	1000	0.58	0.42	183.61
25	10	0.75	61.32	370635	8.35	1000	0.58	0.42	190.44
50	10	0.75	68.06	370635	8.35	1000	0.58	0.42	211.37
75	10	0.75	71.98	370635	8.35	1000	0.58	0.42	223.55
100	10	0.75	74.76	370635	8.35	1000	0.58	0.42	232.18
200	10	0.75	81.46	370635	8.35	1000	0.58	0.42	252.99
250	10	0.75	83.63	370635	8.35	1000	0.58	0.42	259.73
500	10	0.75	90.40	370635	8.35	1000	0.58	0.42	280.75

DISTRIBUCION LOG NORMAL DE TRES

PARAMETROS

T	n	C	P	A	S	i	n	k	Qmax
2	10	0.75	32.87	370635	8.35	1000	0.58	0.42	102.08
5	10	0.75	44.27	370635	8.35	1000	0.58	0.42	137.49
10	10	0.75	52.26	370635	8.35	1000	0.58	0.42	162.30
20	10	0.75	60.20	370635	8.35	1000	0.58	0.42	186.96
25	10	0.75	62.78	370635	8.35	1000	0.58	0.42	194.98
50	10	0.75	70.89	370635	8.35	1000	0.58	0.42	220.16
75	10	0.75	75.74	370635	8.35	1000	0.58	0.42	235.23
100	10	0.75	79.23	370635	8.35	1000	0.58	0.42	246.06
200	10	0.75	87.83	370635	8.35	1000	0.58	0.42	272.77
250	10	0.75	90.67	370635	8.35	1000	0.58	0.42	281.59
500	10	0.75	99.68	370635	8.35	1000	0.58	0.42	309.58

DISTRIBUCION GAMA DE DOS

PARAMETROS

T	n	C	P	A	S	i	n	k	Qmax
2	10	0.75	34.30	370635	8.35	1000	0.58	0.42	106.53
5	10	0.75	45.84	370635	8.35	1000	0.58	0.42	142.36
10	10	0.75	52.78	370635	8.35	1000	0.58	0.42	163.92
20	10	0.75	58.99	370635	8.35	1000	0.58	0.42	183.20
25	10	0.75	60.89	370635	8.35	1000	0.58	0.42	189.11
50	10	0.75	66.52	370635	8.35	1000	0.58	0.42	206.59
75	10	0.75	69.67	370635	8.35	1000	0.58	0.42	216.37
100	10	0.75	71.85	370635	8.35	1000	0.58	0.42	223.14
200	10	0.75	76.93	370635	8.35	1000	0.58	0.42	238.92
250	10	0.75	78.52	370635	8.35	1000	0.58	0.42	243.86
500	10	0.75	83.34	370635	8.35	1000	0.58	0.42	258.83

DISTRIBUCION

GUMBEL

T	n	C	P	A	S	i	n	k	Qmax
2	10	0.75	33.28	370635	8.35	1000	0.58	0.42	103.36
5	10	0.75	46.79	370635	8.35	1000	0.58	0.42	145.32
10	10	0.75	55.73	370635	8.35	1000	0.58	0.42	173.08
20	10	0.75	64.31	370635	8.35	1000	0.58	0.42	199.73
25	10	0.75	67.03	370635	8.35	1000	0.58	0.42	208.17
50	10	0.75	75.42	370635	8.35	1000	0.58	0.42	234.23
75	10	0.75	80.29	370635	8.35	1000	0.58	0.42	249.36
100	10	0.75	83.74	370635	8.35	1000	0.58	0.42	260.07
200	10	0.75	92.03	370635	8.35	1000	0.58	0.42	285.82
250	10	0.75	94.69	370635	8.35	1000	0.58	0.42	294.08
500	10	0.75	102.97	370635	8.35	1000	0.58	0.42	319.79

DISTRIBUCION LOG GUMBEL

T	n	C	P	A	S	i	n	k	Qmax
2	10	0.75	31.71	370635	8.35	1000	0.58	0.42	98.48
5	10	0.75	42.98	370635	8.35	1000	0.58	0.42	133.48
10	10	0.75	52.58	370635	8.35	1000	0.58	0.42	163.30
20	10	0.75	63.79	370635	8.35	1000	0.58	0.42	198.11
25	10	0.75	67.82	370635	8.35	1000	0.58	0.42	210.63
50	10	0.75	81.91	370635	8.35	1000	0.58	0.42	254.39
75	10	0.75	91.42	370635	8.35	1000	0.58	0.42	283.92
100	10	0.75	98.80	370635	8.35	1000	0.58	0.42	306.84
200	10	0.75	119.09	370635	8.35	1000	0.58	0.42	369.86
250	10	0.75	126.46	370635	8.35	1000	0.58	0.42	392.75
500	10	0.75	152.37	370635	8.35	1000	0.58	0.42	473.21

Distribución Normal

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta
1	38.8	0.0526	0.0286	0.0336	0.0240
2	62.0	0.1053	0.0889	0.0972	0.0164
3	81.5	0.1579	0.1888	0.1978	0.0309
4	81.8	0.2105	0.1907	0.1997	0.0198
5	87.0	0.2632	0.2263	0.2348	0.0369
6	98.5	0.3158	0.3167	0.3231	0.0009
7	98.6	0.3684	0.3176	0.3239	0.0509
8	103.7	0.4211	0.3621	0.3670	0.0589
9	109.7	0.4737	0.4170	0.4200	0.0567
10	114.2	0.5263	0.4593	0.4608	0.0671
11	125.9	0.5789	0.5702	0.5676	0.0088
12	129.1	0.6316	0.5999	0.5963	0.0317
13	145.6	0.6842	0.7411	0.7333	0.0569
14	157.6	0.7368	0.8246	0.8155	0.0878
15	161.4	0.7895	0.8470	0.8378	0.0576
16	169.6	0.8421	0.8887	0.8798	0.0465
17	178.1	0.8947	0.9225	0.9145	0.0278
18	189.7	0.9474	0.9553	0.9490	0.0080

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.0878, es menor que el delta tabular 0.3206. Los datos se ajustan a la distribución Normal, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución normal:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de localización (X_m)= 118.4889

Parámetro de escala (S)= 41.9152

Con momentos lineales:

Media lineal (X_l)= 118.4889

Desviación estándar lineal (S_l)= 43.5375

Distribución log normal 2 parámetros

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta
1	38.8	0.0526	0.0049	0.0048	0.0477
2	62.0	0.1053	0.0768	0.0765	0.0285
3	81.5	0.1579	0.2260	0.2257	0.0681
4	81.8	0.2105	0.2287	0.2284	0.0182
5	87.0	0.2632	0.2773	0.2770	0.0141
6	98.5	0.3158	0.3880	0.3878	0.0722
7	98.6	0.3684	0.3889	0.3888	0.0205
8	103.7	0.4211	0.4374	0.4373	0.0163
9	109.7	0.4737	0.4925	0.4925	0.0188
10	114.2	0.5263	0.5320	0.5321	0.0057
11	125.9	0.5789	0.6259	0.6261	0.0470
12	129.1	0.6316	0.6492	0.6493	0.0176
13	145.6	0.6842	0.7517	0.7520	0.0675
14	157.6	0.7368	0.8093	0.8096	0.0725
15	161.4	0.7895	0.8249	0.8252	0.0354
16	169.6	0.8421	0.8546	0.8549	0.0125
17	178.1	0.8947	0.8804	0.8807	0.0143
18	189.7	0.9474	0.9087	0.9090	0.0387

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.0725, es menor que el delta tabular 0.3206. Los datos se ajustan a la distribución logNormal 2 parámetros, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución logNormal:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de escala (μ_y)= 4.7054

Parámetro de forma (S_y)= 0.4052

Con momentos lineales:

Parámetro de escala (μ_l)= 4.7054

Parámetro de forma (S_l)= 0.4047